



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

INGENIERÍA CIVIL- DISEÑO DE CIMENTACIONES

ESTUDIO GEOTÉCNICO POR LA CONSTRUCCIÓN
DE UN CENTRO COMERCIAL EN ZONA DE LAGO

TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE:

INGENIERA CIVIL

PRESENTA:

DIANA LAURA RUBIO ARREOLA

DIRECTOR DE TESIS

ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



CD. NEZAHUALCOYOTL, EDO. DE MÉXICO, 2017



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



JURADO ASIGNADO:

Ingeniero Gabriel Álvarez Bautista (Director de Tesis)

Ingeniero Gabriel Ruiz González (Sinodal)

Ingeniero Ricardo Heras Cruz (Sinodal)

Mtro. En Ingeniería José Antonio Dimas Chora (Sinodal)

Ingeniero Oniel García Balanzar (Sinodal)



DEDICATORIA

En primera instancia quiero dar gracias a Dios, por darme la fortaleza, tiempo y seguridad de concluir este proyecto y más que nada por ayudarme y tener fe en mi misma y en mis habilidades.

A papá:

Gracias papi por ayudarme en todo momento de estudio, desvelos, carencias, desesperaciones, alegrías y logros en mi formación como profesionista, porque si alguien me enseñó que la vida es una ruleta de buenos y malos momentos y a levantarme eres tú, por ser el ejemplo de una persona brillante e inteligente sobresaliente. Te adoro y eres mi gran motor de vida para llegar a ser lo que soy y seré en el futuro. Gracias por nunca darme la espalda y por saber que mi mejor amigo siempre ha estado cerca para apoyarme.

A mamá:

Gracias mami por nunca dejarme sola, por impulsarme a ser una mejor mujer, estudiante y profesionista así como y hacerme notar que todo lo que logre sea por mis propios méritos, a apoyarme en todo momento y recordarme que siempre debo tener metas en la vida, te amo.

A mis hermanos:

A Víctor por ser el mejor ejemplo del hermano mayor y decirme cuando algo no estaba bien así como su ayuda en cuestión de aprendizaje, a mi hermano menor Chuchin por decirme siempre lo orgulloso que estaba de mi e impulsándome siempre con el lema de que yo puedo hacer lo que me proponga.

A mis profesores:

A alguien quien sin duda alguna me ayudo, me dio la mano y me brindo el apoyo en todo momento el Ing. Gabriel Álvarez, sin su ayuda e impulso no sé si hubiese podido lograr esta fase, gracias porque más allá de la ayuda académicamente me ha demostrado ser una persona en la que puedo confiar, aprender y valorar, no me resta más que decirle muchas gracias por todo y por confiar en mí, al Ing. Mario Sosa que desde mi instancia a la carrera me apoyo e impulso a nuevos proyectos.

A mis compañeros:

A aquellos compañeros y amigos Julio, Cesar, Jocsan, Rafita y Balbuena que de alguna manera siempre estuvimos para apoyarnos en situaciones que estuvieran dentro de nuestro alcance, gracias amigos.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
1.- ANTECEDENTES	3
1.1.- LOCALIZACIÓN.	3
1.2.- TOPOGRAFÍA.....	5
1.3.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO	7
1.4.- COLINDANCIAS.....	11
1.5.- OBJETIVOS	12
2.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO	13
2.1.- GENERALIDADES	17
2.2.- POZOS A CIELO ABIERTO.....	20
2.3.- SONDEO CON EQUIPO MECÁNICO	25
2.3.1.- MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR	25
2.3.2.- MUESTREO CON TUBO DE PARED DELGADA	26
2.4.- MUESTREADOR SHELBY	27
3.- PRUEBAS DE LABORATORIO	40
3.1. CONTENIDO DE AGUA EN SUELO (W%).....	41
3.2. LÍMITE LÍQUIDO (LL) Y LÍMITE PLÁSTICO (LP)	41
3.3. PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LOS SÓLIDOS (DENSIDAD DE SÓLIDOS)	43
3.4. PERMEABILIDAD DE UN SUELO	44
3.5. CONSOLIDACIÓN	45
3.6. MUESTREO DE SUELO	47
4.- DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO.	50
4.1.- ESTRATIFICACIÓN DE LA ZONA DE LAGO.	50
4.2.- ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO.....	53
4.2.1- EN ZONA DE LAGO (DIVISIÓN DE ESTRATOS).....	54
4.3- REDACCIÓN DE SONDEOS MIXTOS	56
4.4.- COEFICIENTES SÍSMICOS SEGÚN LAS NTC	58
5.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.....	60
5.1.- INCLUSIONES	60
5.2.- PILOTES.....	61
5.3.- CONSIDERACIONES GENERALES	62
5.3.1- CARGAS REFERENTES AL PROYECTO.	63



5.4- PROPUESTA DE IMPLEMENTAR CAJÓN DE CIMENTACIÓN Y PILOTES DE FRICCIÓN.....	63
5.4.1.-ESTADO DE FALLA GENERAL CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN	64
5.4.2- ACCIONES.....	65
5.4.3- ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS	65
5.4.4- ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS.....	66
5.4.5.- ESTADO DE FALLA LOCAL CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN.....	68
5.4.7.- EXPANSIONES ELÁSTICAS	69
5.4.8.- ASENTAMIENTOS DIFERIDOS.....	70
5.4.9- EMPUJES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DE LOS CAJONES DE CIMENTACIÓN ...	71
5.5.- ALTERNATIVA PILOTES DE FRICCIÓN	74
5.5.1.- CAPACIDAD DE CARGA.....	74
6.- PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS	78
6.1- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	78
6.1.1.- PROTECCIÓN A COLINDANCIAS	79
6.1.2.- PROTECCIÓN A COLINDANCIAS MEDIANTE SISTEMA MURO MILÁN.....	79
6.2.- PROCESO CONSTRUCTIVO DEL MURO MILÁN.....	84
6.2.1.- CONSTRUCCIÓN DEL BROCAL GUÍA PARA EQUIPO GUIADO.....	84
6.2.2.- EXCAVACIÓN DEL TABLERO	85
6.2.3.- COLOCACIÓN DE JUNTAS	89
6.2.4.- COLOCACIÓN DEL ARMADO	91
6.2.5.- COLADO DEL ELEMENTO	92
6.2.6.- RECOMENDACIONES PARA EL COLADO.....	93
6.3.- SISTEMA DE RETENCIÓN	95
6.4.- PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DE MURO MILÁN	97
6.4.1.- MUROS GUÍA (PRE TRINCHERA) O BROCALES.	97
6.4.2 FLUIDO PARA EXCAVACIÓN (LODO BENTONÍTICO).....	97
6.4.3.- SELECCIÓN DEL EQUIPO DE PERFORACIÓN.....	99
6.4.4.- PERFORACIÓN O EXCAVACIÓN DE ZANJAS.....	99
6.4.5.- COLOCACIÓN DEL ARMADO.	99
6.4.6- MANIOBRAS DE IZAJE:	100
6.4.7.- CENTRADO DEL ACERO DE REFUERZO.....	100
6.4.8.- JUNTAS.....	102
6.4.9.- MACHIHEMBRADO CONTRA INFILTRACIONES.....	103



6.5.- SISTEMA DE BOMBEO.....	103
6.6.- CONSTRUCCIÓN DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN	109
7.- INSTRUMENTACIÓN.....	109
7.1- TESTIGO SUPERFICIAL.....	110
7.2.- CRITERIO DE INSTALACIÓN	111
7.3.- PROCEDIMIENTO DE MEDICIÓN.....	112
7.4.-EXCAVACIONES	113
CONCLUSIONES	115
BIBLIOGRAFÍA.....	116
ANEXO	117
(CALCULOS, RESULTADOS Y ENSAYES DE LABORATORIO).....	117



INTRODUCCIÓN

El proceso de desarrollo de centros comerciales en México se inició como un punto de inflexión para la construcción de negocios para brindar oportunidades de negocio en todo el país. A esto va aunado el crecimiento de la economía y la incorporación de mercado que ha sido clave fundamental para su crecimiento.

El crecimiento de centros comerciales ha elevado los estándares de competencia de las bodegas las cuales tienen necesidad de reconvertirse para que sigan incorporando consumidores, así como la generación de empleos y revalorización de las propiedades cercanas que beneficiarán a la comunidad, entre otros.

Para la ubicación de un Centro Comercial, se deben tomar en consideración varios factores que harán del proyecto el éxito o un fracaso económico. Esto lo define la cercanía o lejanía del centro de la ciudad lo que regula la zona.

Un Centro Comercial es una construcción que consta de más de un nivel que es en nuestro caso, en el que albergan una gran concentración de aglutinados, materiales, oficinas, prestadores de servicio y clientes dentro del recinto, por lo que un buen diseño debe permitir una expansión futura para adaptarse a las exigencias del mercado. De igual manera el desarrollo espacial debe ser fácilmente captable por los visitantes con el fin de evitar confusión o desorientación.

Por lo que en este trabajo se hablara sobre el Estudio Geotécnico para determinar la cimentación que se implementara en la construcción de una Comercial Mexicana en Rojo Gómez Estado de México, con la incorporación de inclusiones denominadas también sistemas de cimentación intermedia. Esto con la finalidad de determinar una elección



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN**



viable que brinde seguridad, factibilidad y estabilidad brindando una vida útil de la estructura.



1.-ANTECEDENTES

Suelos

En México existe una gran diversidad de suelos que puede explicarse por la interacción de diversos factores, entre los que se encuentran la compleja topografía originada por la actividad volcánica del Cenozoico, el amplio gradiente altitudinal (que va de los cero a poco más de 5 600 metros sobre el nivel del mar.

La definición de suelo depende del área de interés que se involucra con él. Desde una visión geotécnica, es el material sin consolidar que se encuentra sobre el lecho rocoso. Para la ingeniería civil es el material sobre el que se construye y excava, siendo sus propiedades determinantes para el tipo y características de la obra a construirse.

1.1.- LOCALIZACIÓN.

Se presenta el Estudio de Mecánica de Suelos realizado en el predio ubicado Av. Javier Rojo Gómez, No 600, Col. Ejidos del Moral, Leyes de Reforma 3ra sección, Del. Iztapalapa, Ciudad de México, donde se proyecta la construcción de una estructura constituida en dos cuerpos, uno conformado por un sótano, planta baja y un nivel superior y otro constituido por un sótano y un estacionamiento superficial. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

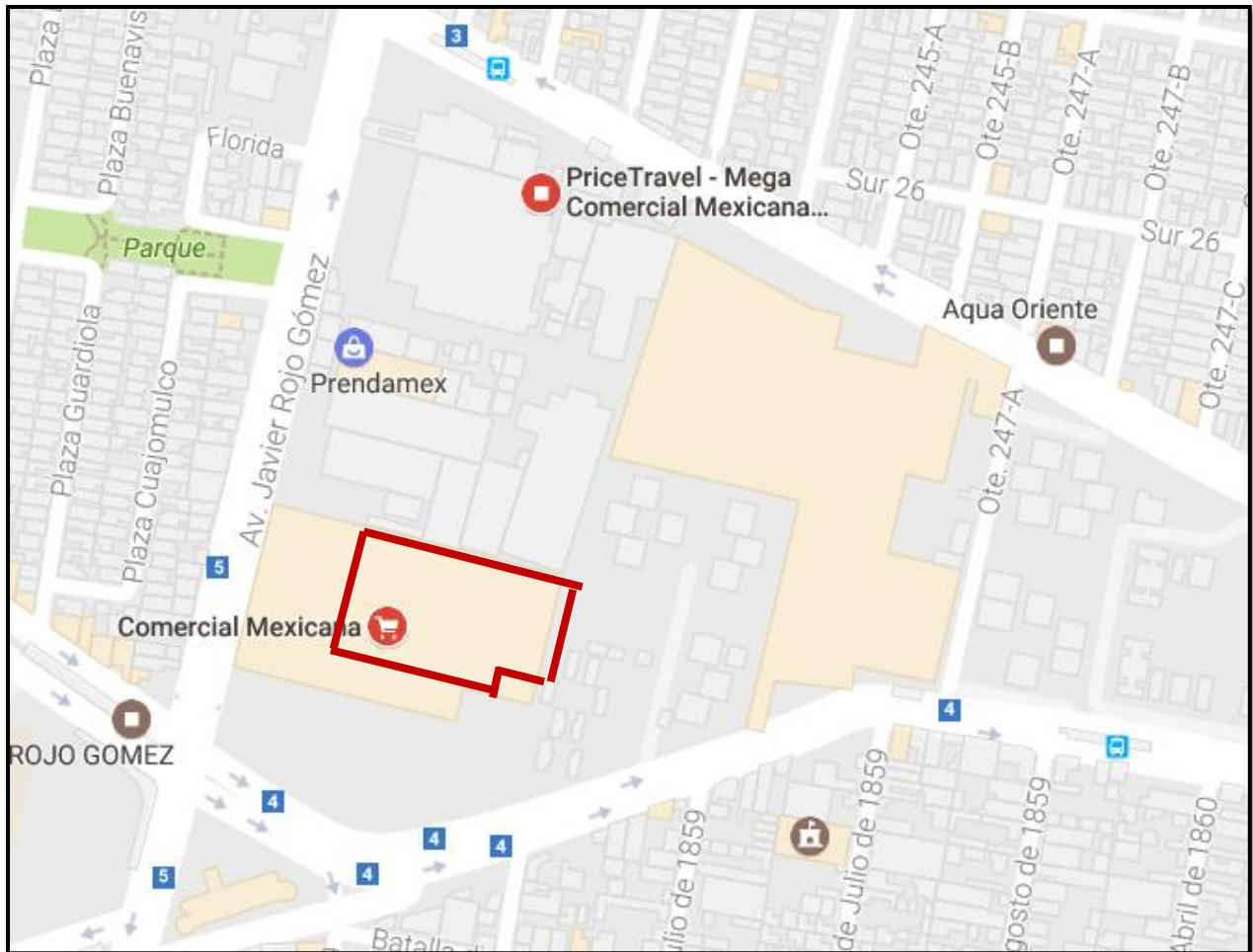


FIGURA 1.- LOCALIZACIÓN DEL SITIO DE INTERÉS

1.2.- TOPOGRAFÍA

El predio de interés tiene una forma de polígono irregular con un área de 125,136.00 m² aproximadamente, además, el predio cuenta con una ligera pendiente en dirección a la Av. Javier Rojo Gómez. Se consideró como cota 0+000 a la cota 2239.81 que está a nivel del acceso peatonal de la tienda de autoservicio. Actualmente opera como estacionamiento superficial de la tienda de autoservicio, tal como se muestra en la figura 2.

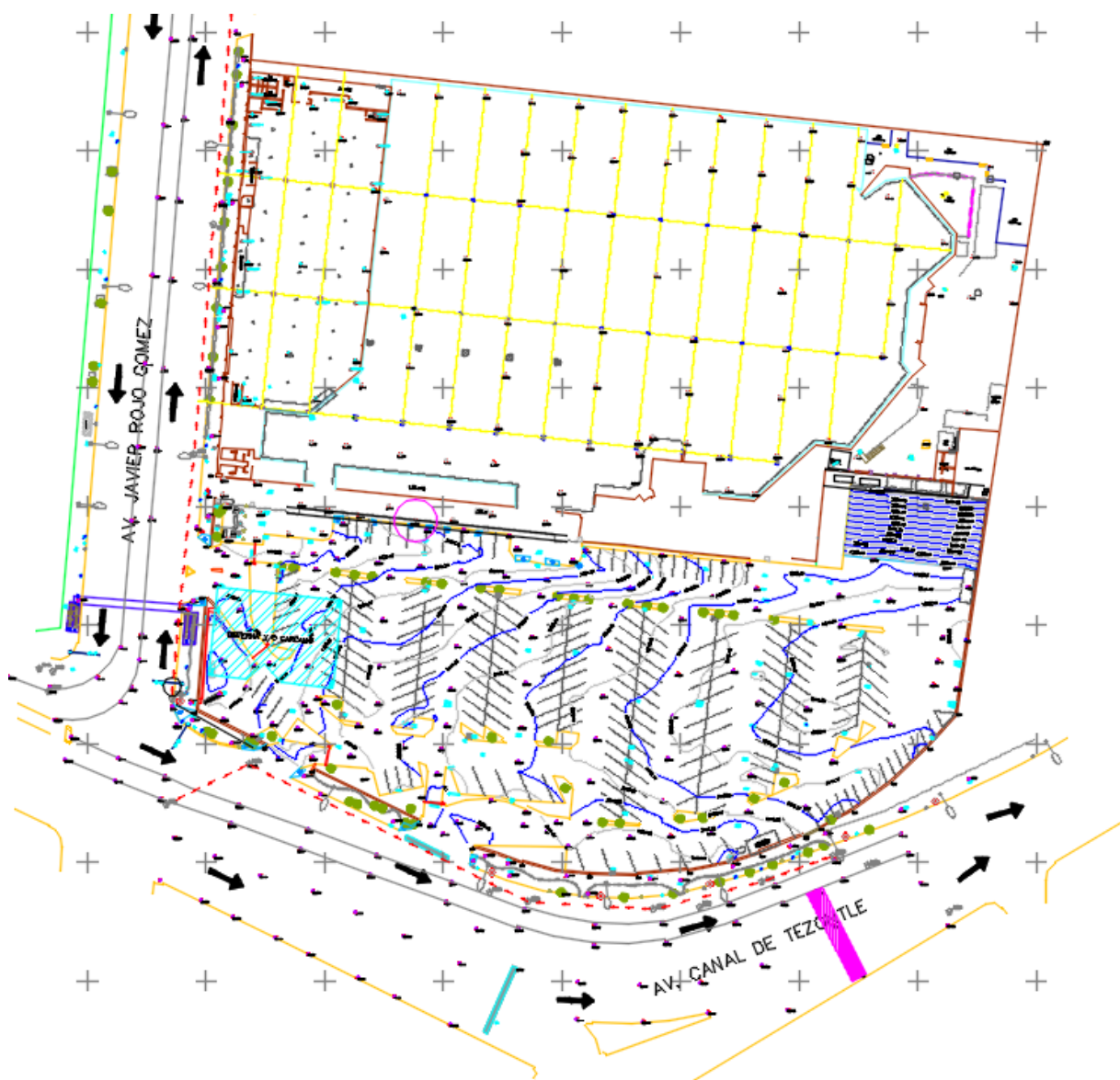


FIGURA 2.- TOPOGRAFÍA



PANORÁMICAS DEL TERRENO EN ESTUDIO (CONDICIONES ACTUALES)

1.3.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una estructura constituida por dos cuerpos, la primera y la más pesada conformada por un sótano, planta baja y planta alta, la cual estará conformada por losas, trabes y columnas de concreto armado y la segunda estructura conformada por un sótano y un estacionamiento de tipo superficial. Los niveles de piso terminado contemplados dentro del proyecto arquitectónico son: para el sótano es común para los dos cuerpos, y el nivel de piso terminado se encontrará a -4.0 m, la planta baja a $+0.00$ m, el primer en el nivel $+8.50$ m y finalmente la planta de azotea se tendrá en la cota $+20.37$ m. Cabe mencionar que todos los niveles antes mencionados se encuentran referenciados con respecto al nivel de banqueta (Nivel 0.00).

En las figuras 3a y 3b se muestran las plantas arquitectónicas del semisótano, planta baja y la planta tipo de los dos niveles superiores y en la figura 3c y 3d se muestra un corte transversal y longitudinal del proyecto arquitectónico.

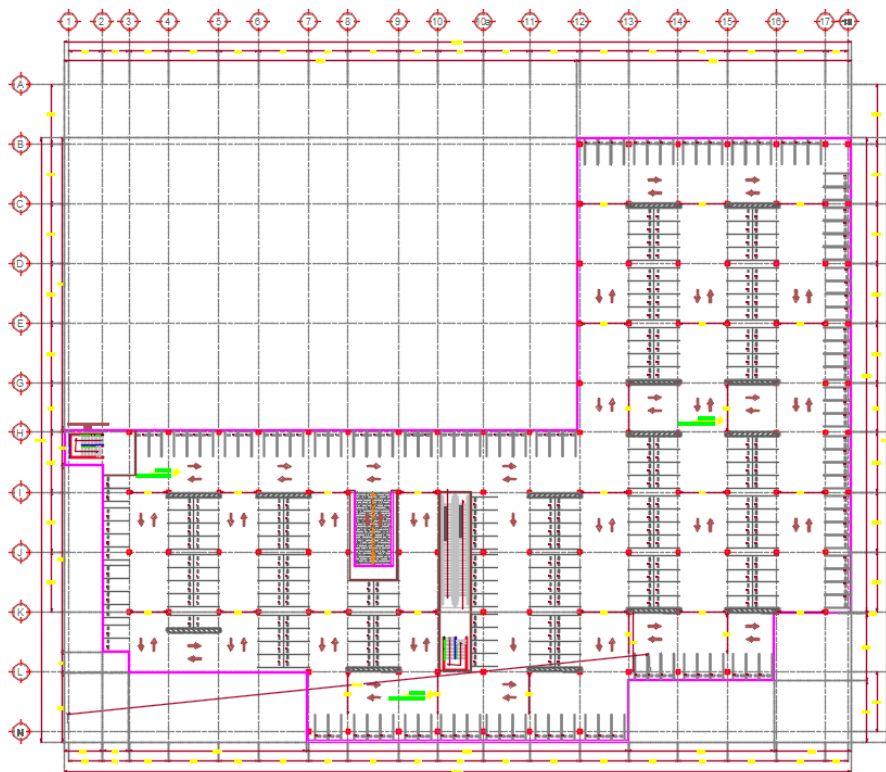


FIGURA 3a.- PLANTA SÓTANO GENERAL

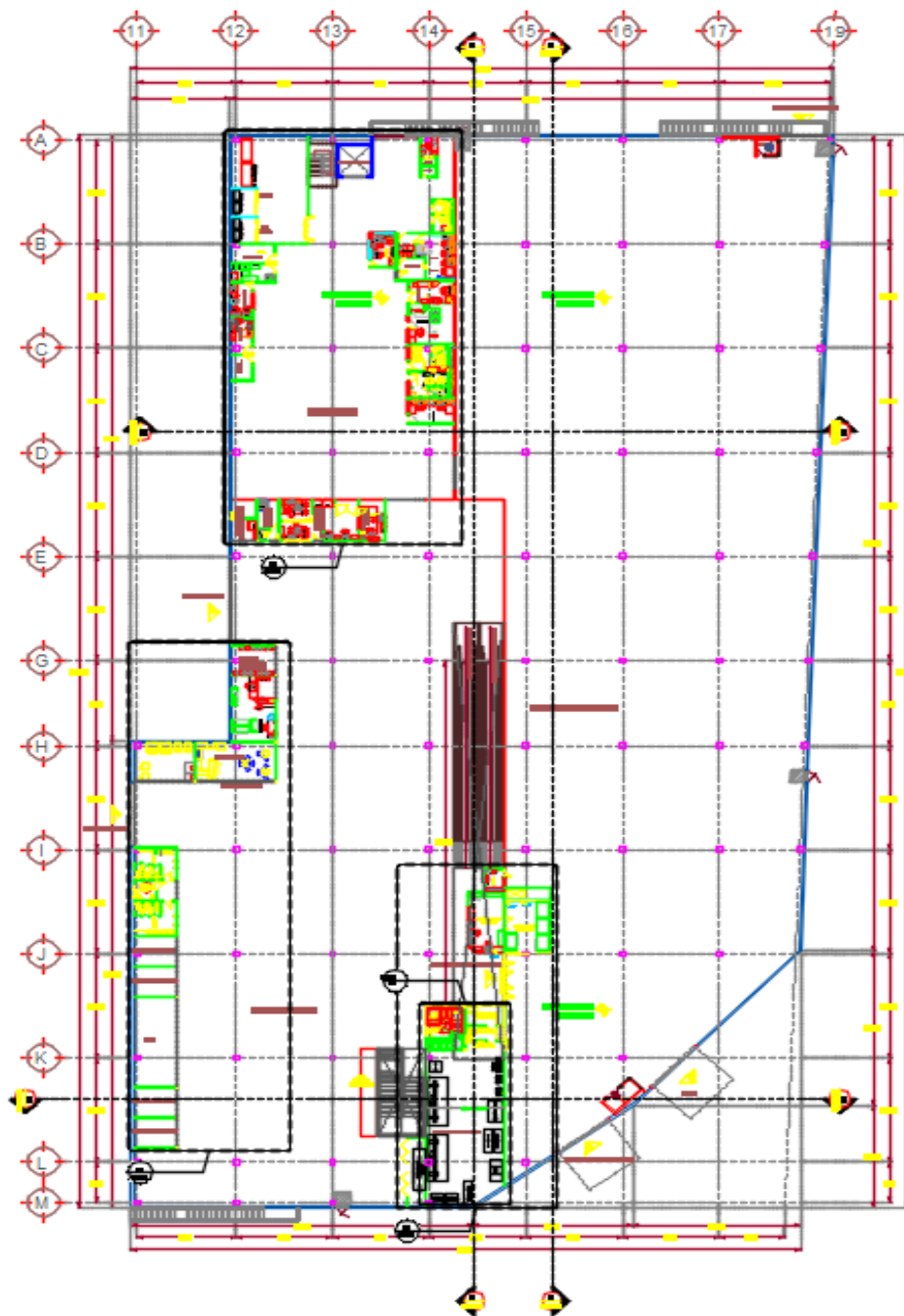


FIGURA 3b.- PLANTA BAJA PRIMER CUERPO (MAS PESADO)

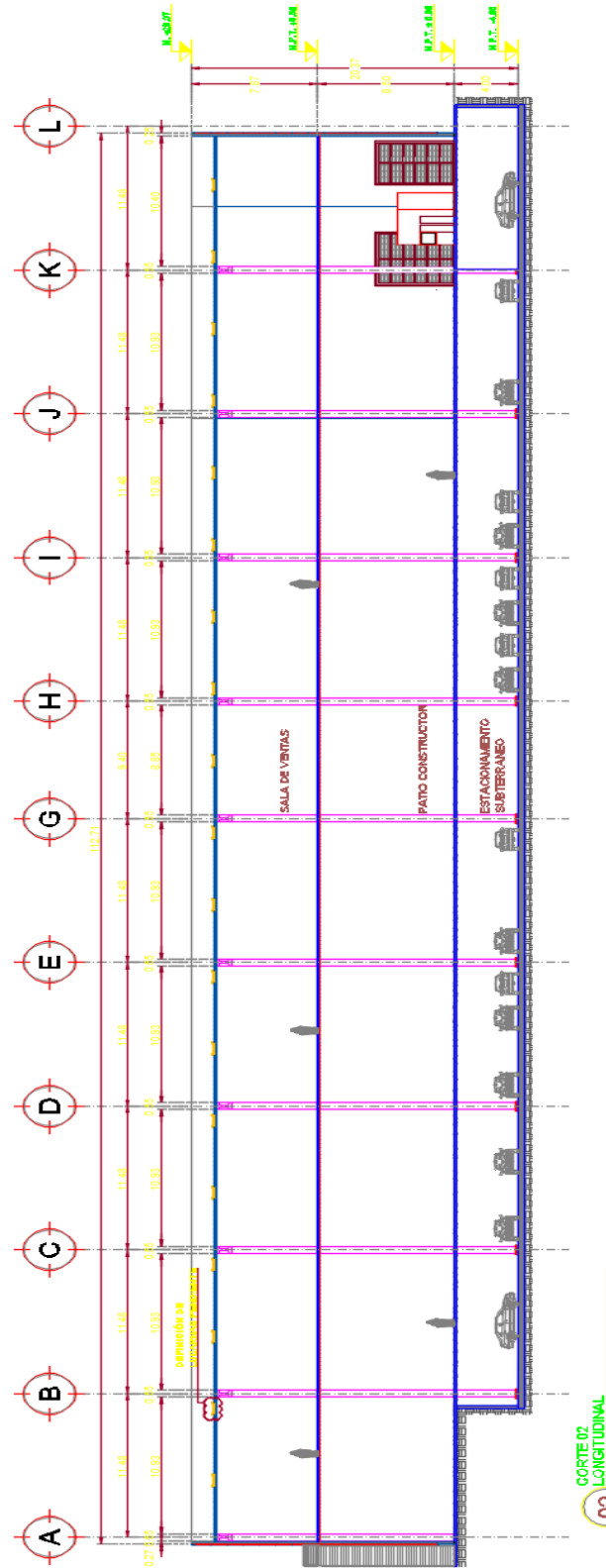


FIGURA 3d.-CORTE LONGITUDINAL

1.4.- COLINDANCIAS

El sitio de interés colinda perimetralmente con una nave industrial; a continuación se describen las características observadas durante los trabajos de exploración realizados, y en la figura 4 se presenta un plano donde se muestran las colindancias del predio: al Norte colinda con la estructura de la tienda de autoservicio, al sur colinda con la Av. Canal de Tezontle, al Este colinda con Conjunto Habitacional, finalmente al Oeste colinda con la Av. Javier Rojo Gómez.

La localización en planta de las colindancias descritas anteriormente, se indica en la siguiente figura.



FIGURA 4.- COLINDANCIAS DEL PREDIO DE INTERÉS



1.5.- OBJETIVOS

El objeto del estudio de este proyecto es:

- Determinar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, sus propiedades índices y mecánicas (deformabilidad y resistencia a la profundidad del desplante de la cimentación).
- Establecer la alternativa de cimentación que se juzgue más adecuada para la construcción del edificio, que garantice su estabilidad realizando las revisiones requeridas de acuerdo al reglamento de construcciones, evaluando: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados que se desarrollarán en la masa del suelo bajo la carga total de la estructura, realizando su revisión con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones.
- Se establecerá el procedimiento constructivo más adecuado, en función de los datos obtenidos en campo y laboratorio.

En este proyecto se describen los trabajos realizados, reportando los resultados obtenidos, consignando las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para la construcción de la estructura proyectada; y el procedimiento constructivo más óptimo de acuerdo al proyecto.



2.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Existen dos clasificaciones de métodos de exploración, de forma directa e indirecta.

Métodos de exploración directos.

En estos métodos de exploración se obtienen muestras que sirven para conocer las propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas del suelo. Las muestras representativas obtenidas pueden ser, alteradas o inalteradas que son necesarias en los caso de tipos de obras de infraestructura donde se requiere obtener parámetros mecánicos mediante pruebas especiales de laboratorio (triaxiales, consolidaciones, etc.) y de pruebas índice, pruebas comunes de laboratorio.

Pozo a cielo abierto:

Cuando este método sea practicable debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí. La excavación se encarece mucho cuando sean necesarios ademes y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad.

Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo “in situ” y la misma, modificada por la excavación realizada, como se aprecia en la Fig. 5. En efecto, una arcilla dura puede, con el tiempo, aparecer con suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico conocedor.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas e inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.



Fig. 5 POZO A CIELO ABIERTO

Métodos de exploración Indirectos.

Los métodos indirectos de estudio del interior de la Tierra nos permiten obtener datos a partir de los cuales se extraen conclusiones válidas sobre algunas características físicas (densidad, magnetismo, temperatura), sobre el estado físico de los materiales y sobre la estructura del interior terrestre.

Sondeo de Penetración Estándar (SPT).

El método fue estandarizado en 1958 por la American Society for Testing Materials, ASTM, con la designación D 1586. Según esta norma las dimensiones del penetrómetro estándar deben cumplir dimensiones.

Dependiendo de la compacidad, forma y tamaño de las arenas, para evitar la pérdida de las mismas es necesario el uso de alguna de las trampas mostradas que se coloca entre el tubo partido y la zapata, con las puntas hacia arriba. Conviene señalar que en nuestro media la longitud en la cámara de muestreo, comúnmente es de 600 mm. Actualmente el martinete que golpea a las barras de perforación durante el hincado del muestreador es el conocido como “martinete de seguridad” debido a que su altura máxima de caída es de los 76 cm. Ver figura 6

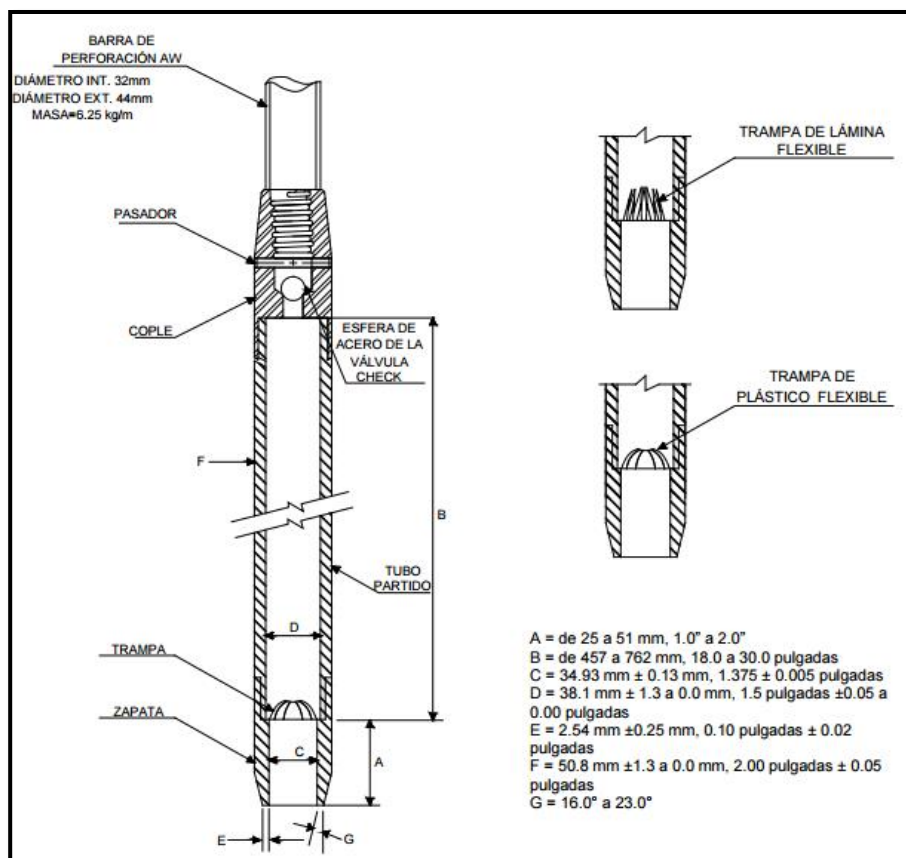


Fig. 6 SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR



El martinete es elevado con ayuda de un malacate “cabeza de gato”. Si la cuerda se enrolla en el sentido de las manecillas del reloj, habrá que dar 1.75 vueltas. Si se enrolla en sentido contrario, serán 2.25 vueltas, esto con el fin de garantizar que el martinete caiga libremente.

Al golpear las barras de perforación para hincar el penetrómetro, se contarán los golpes necesarios para penetrar en el suelo 15 cm. Se define como resistencia a la penetración estándar al número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los 30 cm centrales. Si el penetrómetro es de 45 cm los últimos 30 cm.

Sonde mixto (SM-SPE Y SHELBY)

Este método de exploración debe usarse en aquellos casos en que el reconocimiento del perfil estratigráfico necesario que se deberá estudiar, no pueda ser realizado mediante calicatas, ya sea porque se requiere reconocer el perfil en una profundidad importante, o bien por presencia de agua. En los estudios viales, este tipo de exploración se limita generalmente al estudio de fundaciones de estructuras principales y al estudio de estratos de compresibilidad importantes situados. Los suelos finos, exentos de gravas, pueden ser bien estudiados mediante sondajes. La información que puede obtenerse de sondajes efectuados en suelos con gravas es generalmente incompleta y deficiente, pero en determinados casos resulta ser la única posible de realizar.

Tubo Shelby:

La toma u obtención de muestras es el procedimiento que consiste en recoger partes, porciones o elementos representativos de un terreno, a partir de las cuales se realizará un reconocimiento geotécnico del mismo.

Las muestras obtenidas:

- Muestras alteradas:
- Obtenidas de trozos de testigo o de muestras de ensayo SPT. Análogamente al caso de muestras alteradas obtenidas en calicatas, se tienen en cuenta las mismas consideraciones.



- Muestras inalteradas:

Se consiguen mediante toma muestras adecuadas. Los más utilizados son los toma muestras abiertos de pared gruesa y él toma muestras de pared delgada o Shelby. También, en suelos muy sensibles a la alteración inherente a la maniobra, puede utilizarse él toma muestras de pistón de pared gruesa o delgada.

El utilizado con mayor frecuencia es el primero de los citados. Consta de un tubo cilíndrico de pared gruesa dotado de una zapata separable. El resto del tubo es bipartido (por dos generatrices), para la extracción posterior de la muestra una vez tomada. En el interior se aloja una camisa fina que generalmente es de PVC, aunque puede ser metálica, donde se introduce la muestra para enviarla al laboratorio, habiendo parafinado previamente las caras extremas para evitar pérdidas de humedad.

2.1.- GENERALIDADES

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo, hasta la profundidad en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir se realizó la siguiente exploración:

Se efectuaron cuatro sondeos de tipo mixto, los cuales quedaron a las siguientes profundidades: el primer sondeo quedó a 35.10 m de profundidad, el segundo sondeo quedó a 25.50 m de profundidad, el tercer sondeo quedó a 25.50m de profundidad, el cuarto sondeo quedó a 35.40m de profundidad, combinando el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo Shelby con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar.

Con los tubos Shelby se obtuvieron muestras inalteradas, mientras que con el tubo de penetración estándar se obtuvieron muestras representativas alteradas y se midió el número de golpes necesarios que oponen los materiales a ser atravesados que permitirá determinar el índice de resistencia de estos.

Se excavaron cuatro pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.00 y 3.00m, con respecto al nivel actual del terreno, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos



Fig. 7 SONDEO PROFUNDO DE TIPO MIXTO REALIZADO CON MAQUINA LONG YEAR 34



Fig. 8 EXCAVACIÓN DE POZO NOMBRADO PCA-3

El control y la coordinación de los trabajos de campo fueron supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos.

Durante la excavación de los pozos a cielo abierto, se detectaron materiales de relleno de mala calidad dentro del predio en estudio, los cuales cuentan con espesores variables; en la figura 7 se puede apreciar la ubicación de los pozos excavados y del sondeo mixto, así como también la zonificación de rellenos de mala calidad existentes, dentro del predio en estudio de acuerdo al levantamiento realizado.

También se dejó un pozo de observación en una de las perforaciones profundas específicamente en el sondeo SM-1, para monitorear el nivel freático y establecer el nivel en el que normalmente se encuentra, y se instaló un tubo de pvc en el sondeo SM-4 hasta los 35.00 mts para una prueba de Down Hole.

ZONIFICACION DE RELLENOS



SIMBOLOGIA:

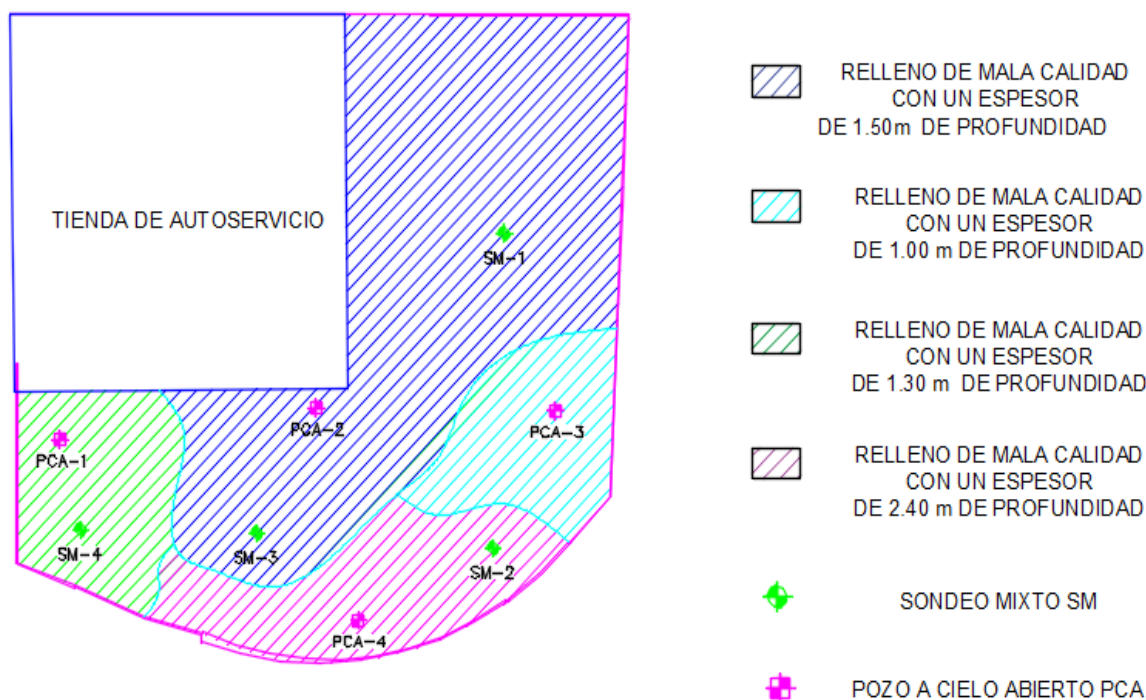


Fig. 9 UBICACIÓN DE SONDEOS Y ZONIFICACIÓN DE RELLENOS.



2.2.- POZOS A CIELO ABIERTO

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de 0.8 m. x 1.50 m, y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos), y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso se detectó Nivel de aguas freáticas a 3.2 m de profundidad con respecto al nivel actual de la Tienda Mega Comercial Mexicana., y en la fecha en que se realizó la exploración.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan de la figura 10 a la 13.

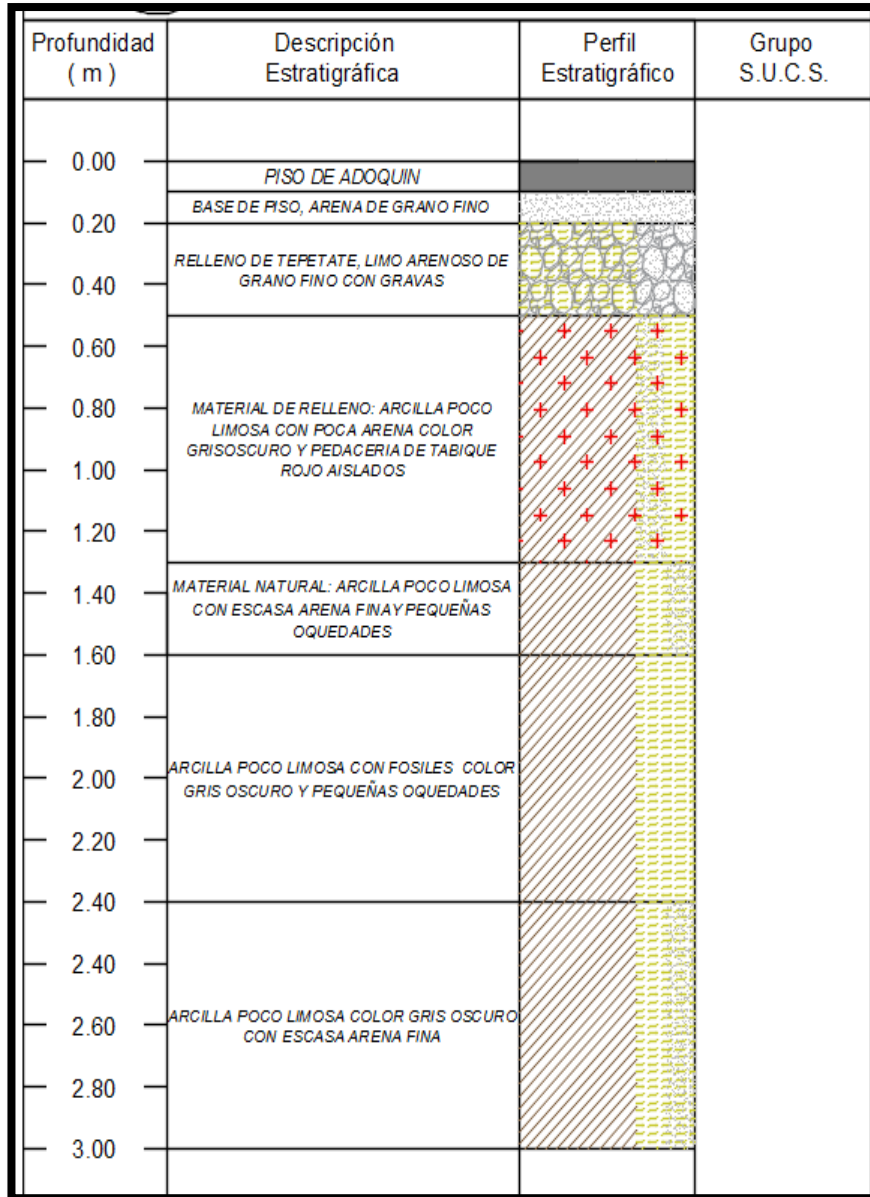


FIGURA 10.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-1

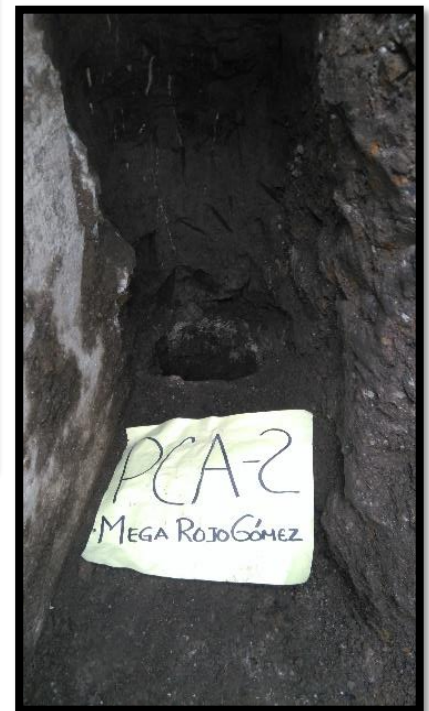
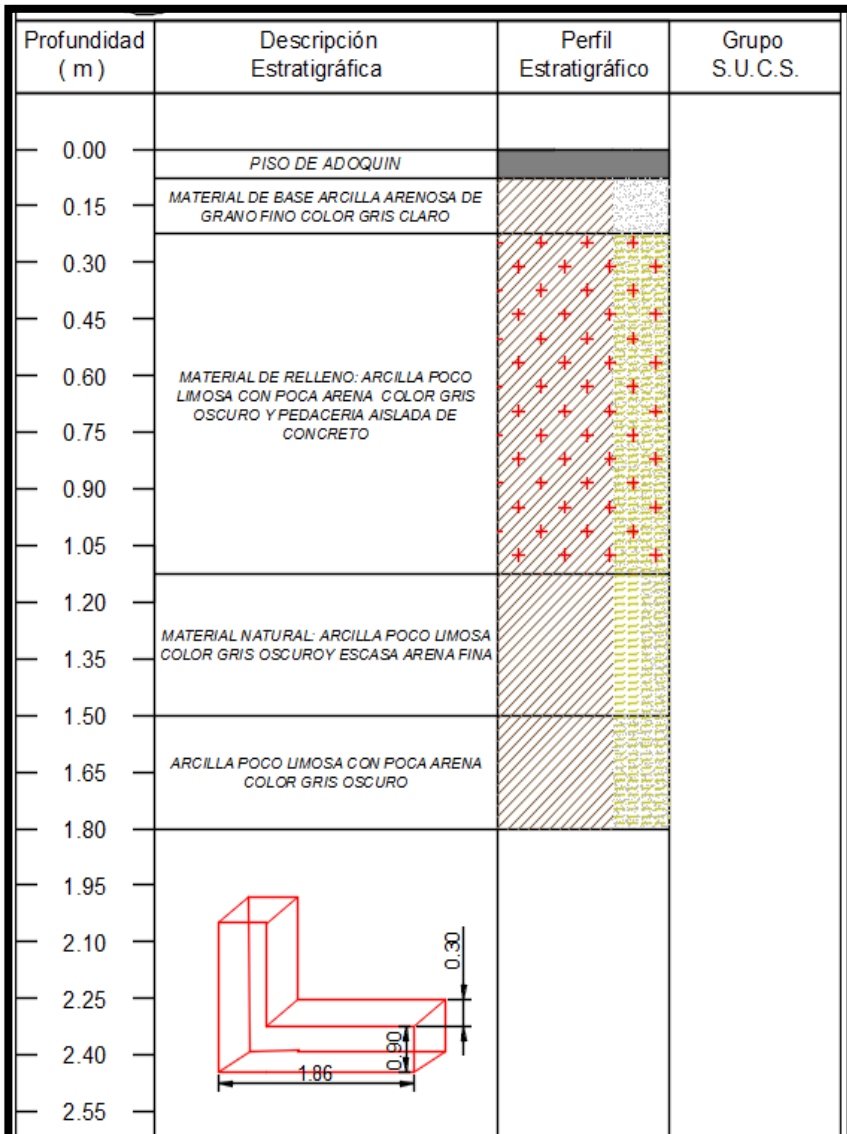


FIGURA11.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-2

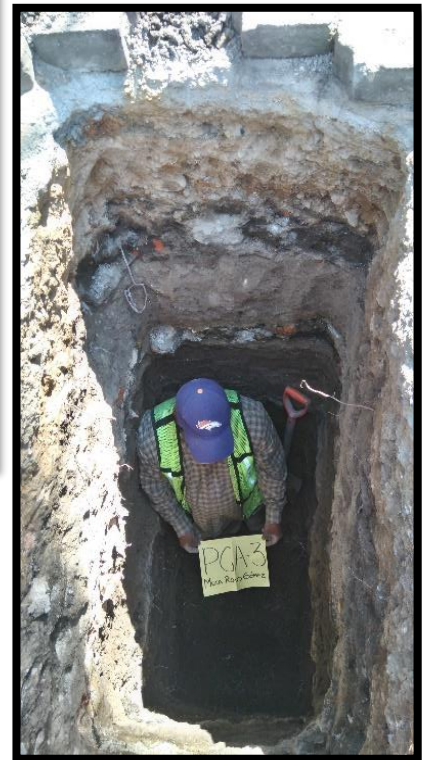
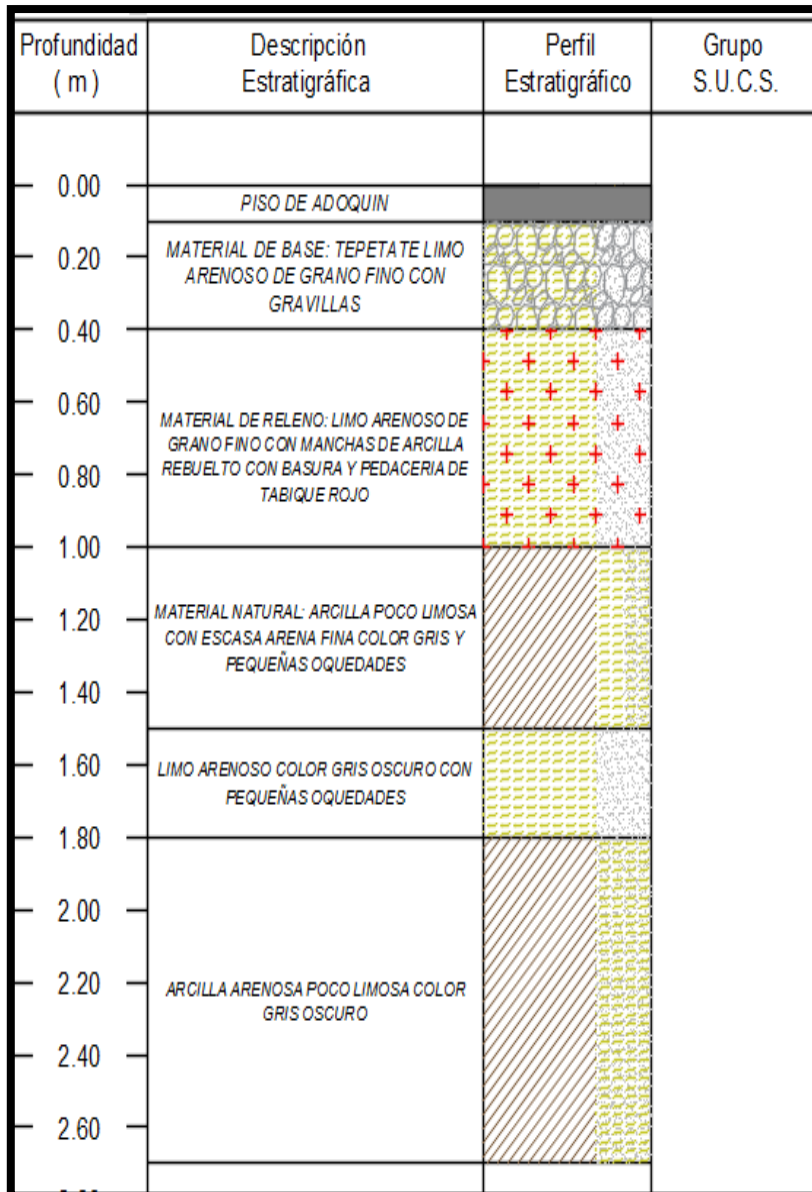


FIGURA 12.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA-3

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Grupo S.U.C.S.
0.00	PISO DE ADOQUIN		
0.20	BASE DE ADOQUIN: ARENA DE GRANO FINO COLOR GRIS CLARO		
0.40	MATERIAL DE BASE: TEPETATE ARCILLA POCO LIMOSA COLOR AMARILLENTO CON GRAVAS Y GRAVILLAS		
0.60	MATERIAL DE RELLENO: ARENA ARCILLOSA COLOR GRIS OSCURO CON GRAVAS Y PEDACERIA AISLADA DE TABIQUE ROJO		
0.80			
1.00			
1.20			
1.40			
1.60			
1.80			
2.00			
2.20			
2.40			
2.60			
2.80			
3.00			



FIGURA 13.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE PCA



2.3.- SONDEO CON EQUIPO MECÁNICO

Se efectuaron en el sitio de interés tres sondeos profundos de tipo Mixto a diferentes profundidades 25m, y 35m, denominados SM-1, SM-2, SM-3 y SM-4 respectivamente, obteniendo datos confiables de los depósitos profundos, que serán de gran ayuda en el cálculo de la capacidad de carga y de los asentamientos máximos esperados.

2.3.1.- MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

Con este método se obtienen principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg. sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración.

Para considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm. constituyen el valor de N.

A continuación, se presenta en la tabla 1 que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck:

Tabla 1.- Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar

ARENAS (BASTANTE SEGURAS)		ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	COMPACIDAD RELATIVA	No. DE GOLPES POR 30 CM. N	CONSISTENCIA
0 - 4	MUY SUELTA	MENOS DE 2	MUY BLANDA
5 - 10	SUELTA	2 - 4	BLANDA
11 - 30	MEDIA	5 - 8	MEDIA
31 - 50	COMPACTA	9 - 15	FIRME
MAS DE 50	MUY COMPACTA	15 - 30	MUY FIRME
		MAS DE 30	DURA

2.3.2.- MUESTREO CON TUBO DE PARED DELGADA

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo, aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida con cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

La aclaración anterior se debe a que la muestra obtenida con esta herramienta alterará inevitablemente las condiciones de esfuerzo que está tiene con relación al material que la rodea. Sin embargo con este procedimiento, y gracias a una corrección que se hace en el desarrollo de los cálculos, los datos que se obtienen son de gran confiabilidad.

El procedimiento consiste en hincar el tubo de pared delgada en el suelo aplicándole una presión constante, y para alcanzar un grado de alteración mínimo nunca deberá hincarse a golpes o con cualquier método dinámico.

En suelos muy blandos y con alto contenido de agua, estos tubos no logran extraer la muestra, esto se evita hincando lentamente el tubo y una vez lleno se deja en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.

Para el caso de arenas, en especial las situadas abajo del N.A.F., se tiene una mayor dificultad para obtener la muestra, por lo que se recomienda no utilizar este método, sino de preferencia el de penetración estándar.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

2.4.- MUESTREADOR SHELBY

El muestreador Shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10cm de diámetro y 1.0m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

En las figuras 14, 15 ,16 y 17 se presentan los registros de campo de los sondeos profundos de tipo mixto realizados, y en las figuras 18, 19 y 20 se muestran los perfiles estratigráficos de los sondeos mixtos realizados en el interior del predio.



MUESTRAS OBTENIDAS DEL SONDEO MIXTO

REGISTRO DE EXPLORACION												
PROYECTO: MEGA COMERCIAL ROJO GOMEZ		HOJA 1		BOMBA: M OYNO 3L6		LONG YEAR 34		MUESTRO		DESCRIPCIÓN		
UBICACIÓN: CDWX				FECHA DE INICIO: 28-mar-17		FECHA DE TERMINACIÓN: 3-mar-17		AVANCE				
SONDOS: SM-1				PREFECTORADORA:		RECUPERACIÓN (%)		RQD (%)				
N.A.F.: 2.50 MTS (03-03-17)				FECHA DE INICIO:		RECUPERACIÓN (cm)		RQD (%)				
Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD (%)	Muestro		Descripción	
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)		Avance			
1	0.00	0.60	8	20	5	44		TP	P/S limo arenoso color café claro P/ arcilla color negruzca			
2	0.60	1.20	10	18	10	44		TP	P/S arcilla color negruzca P/ limo arenoso color gris claro			
3	1.20	1.80	1	1	1	42		TP	Arcilla color negruzca			
4	1.80	2.40	1	1	6	43		TP	Arcilla con arena fina clor negruzca			
5	2.40	3.00	10	15	8	25		TP	Arena media poco arcillosa color gris claro			
6	3.00	3.90	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	85		TSH	P/S arcilla arenosa color gris claro P/ arcilla color gris claro			
7	3.90	4.50	1	1	1	36		TP	P/S arcilla color gris claro zapata P/ arcilla arenosa color gris claro			
8	4.50	5.10	1	8	6	34		TP	P/S arcilla arenosa color gris claro P/m arena plúmtica P/ arcilla color gris claro			
9	5.10	5.70	1	1	1	33		TP	Arcilla con lente de arena fina color gris obscuro			
10	5.70	6.30	1	4	3	35		TP	Arcilla color gris verdosa			
11	6.30	6.90	1	3	3	13		TP	Arcilla color gris verdosa			
12	6.90	7.50	1	3	2	45		TP	Arcilla color gris verdosa			
13	7.50	8.10	1	4	3	50		TP	Arcilla color gris verdosa			
14	8.10	9.00	SHELBY	A	PRESION	80		TSH	Arcilla color gris verdosa ambos lados			
15	9.00	9.60	PH	PH	PH	18		TP	Arcilla color gris verdosa			
16	9.60	10.20	PH	PH	PH	22		TP	Arcilla verdea color café obscuro			
17	10.20	10.80	PH	PH	1	24		TP	Arcilla verdea			
18	10.80	11.40	PH	PH	PH	60		TP	Arcilla verdea			
19	11.40	12.00	PH	PH	35	48		TP	Arcilla color café verdosa			
20	12.00	12.60	PH	PH	PH	44		TP	Arcilla color café amarillenta			
21	12.60	13.20	PH	PH	PH	60		TP	Arcilla color café amarillenta			
22	13.20	14.10	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	80		TSH	P/S arcilla arenosa color café claro P/ arena fina color gris claro			
23	14.10	14.70	PH	PH	PH	38		TP	P/S arena fina color negruzca P/ arcilla color café claro			
24	14.70	15.30	PH	PH	PH	32		TP	Arcilla color café claro poco limosa			
25	15.30	15.90	PH	PH	PH	41		TP	Arcilla color café rojiza			
26	15.90	16.50	PH	PH	PH	33		TP	Arcilla color café rojiza			
27	16.50	17.10	PH	PH	PH	86		TP	Arcilla color rojizo poco verdosa			
28	17.10	17.70	PH	PH	PH	27		TP	Arcilla color rojiza a verdosa			
29	17.70	18.60	SHELBY	A	PRESION	90		TSH	Arcilla verdea ambos lados			
30	18.60	19.20	PH	PH	PH	21		TP	Arcilla de color café claro a gris obscuro			
31	19.20	19.80	PH	2	PH	40		TP	P/S arcilla color gris verdosa P/ arcilla limosa color gris claro			
SM	19.80	20.40	PH	2	PH	SR		TP	Sin Recuperación de Muestra			
32	20.40	21.00	PH	PH	PH	50		TP	Arcilla varios tonos con lente de arena fina color negruzca			
33	21.00	21.60	PH	PH	PH	28		TP	Arcilla varios tonos con lente de arena fina color negruzca			

CONSUMO DE AGUA 8500 LTS DE AGUA

OBSERVACION:

SM= SIN MUESTRA
SR= SIN RECUP. DE MUESTRA
TSH= TUBOSHLEBY

Operador: JOSE LUIS SILVA
Supervisor: ING RENE OVANDO

FIGURA 14.- REGISTRO DE CAMPO 1 (PARTE 1)



REGISTRO DE EXPLORACION												
PROYECTO: MEGA COMERCIAL ROJO GOMEZ UBICACIÓN: CDIMX SONDEO: SM-1 N.A.F.: 2.50 MTS (05-05-17)												
LONG YEAR 34 28-mar-17												
BOMBA: M OYNO 3LG FECHA DE TITIMINACION: 3-mar-17												
HOJA 2												
Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD		Muestreo		Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	(%)	Avance		
34	21.60	22.20	PH	1	1	34				TP	P/S arcilla color café verdoso P/ arena fina color gris claro	
35	22.20	22.80	PH	PH	PH	27				TP	Arcilla color café verdoso	
36	22.80	23.70	SHELBY	A	PRESION	90				TSH	Arcilla color gris verdosa ambos lados	
37	23.70	24.30	PH	PH	PH	36				TP	Arcilla color gris verdosa	
38	24.30	24.90	PH	PH	PH	23				TP	Arcilla color gris verdosa	
39	24.90	25.50	PH	PH	PH	45				TP	Arcilla color gris verdosa	
40	25.50	26.10	PH	PH	PH	39				TP	Arcilla color gris verdosa	
41	26.10	26.70	PH	PH	PH	60				TP	Arcilla color gris verdosa	
42	26.70	27.30	PH	PH	PH	48				TP	Arcilla de color café a gris verdoso	
43	27.30	27.90	PH	PH	PH	34				TP	Arcilla color gris verdoso	
SM	27.90	28.50	PH	PH	PH	SR				TP	Sin Recuperacion de Muestra	
44	28.50	29.40	SHELBY	A	PRESION	50				TSH	Arcilla color café obscuro ambos lados	
45	29.40	30.00	PH	PH	PH	60				TP	Arcilla con varios tonos	
46	30.00	30.60	PH	PH	PH	55				TP	Arcilla color gris verdosa	
47	30.60	31.20	PH	PH	PH	32				TP	Arcilla color gris verdosa	
48	31.20	31.80	PH	PH	PH	50				TP	Arcilla con varios tonos	
49	31.80	32.40	PH	PH	PH	45				TP	Arcilla con varios tonos	
50	32.40	33.30	SHELBY	A	PRESION	60				TSH	Arcilla limosa color gris verdosa	
51	33.30	33.90	PH	PH	PH	60				TP	P/S arcilla color café claro P/M ceniza volcanica color blanquizca P/ arcilla limosa gris verdosa	
52	33.90	34.50	PH	PH	PH	28				TP	P/S arcilla con arena fina P/ ceniza volcanica color blanquizca	
53	34.50	35.10	PH	PH	PH	42				TP	Arcilla color gris verdosa	
FIN DEL SONDEO A LOS 35.10 MTS												
OBSERVACION: CONSUMO DE AGUA 8500 LTS DE AGUA												
OPERADOR: JOSE LUIS SILVA SUPERVISOR: ING RENE OVANDO												

FIGURA 14.- REGISTRO DE CAMPO 1 (PARTE 2)

REGISTRO DE EXPLORACION												
PROYECTO: MEGA COMERCIAL MEXICANA UBICACIÓN: AV ROJO GOMEZ SONDEO: SM-2 N.A.F.: 2.40 MTS (602/17)												
BOMBA: M OYNO 316 FECHA DE DETERMINACIÓN: 8-mar-17												
LONG YEAR 34 FECHA DE DETERMINACIÓN: 6-mar-17												
PREFORADORA: FECHA DE INICIO:												
Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD (%)	Muestreo		Descripción	
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)		Avance			
1	0.00	0.60	5	16	9	53		TP		Arena limosa con gravillas color café claro (Material de relleno)		
SM	0.60	1.20	3	6	3	SR		TP		Sin Recuperacion de Muestra		
SM	1.20	1.80	PH	PH	PH	SR		TP		Sin Recuperacion de Muestra		
2	1.80	2.40	1	2	12	46		TP		P/S arena fina color negruzca P/ arcilla color café obscuro		
3	2.40	3.00	3	4	7	60		TP		P/S arena media coor café claro P/ arcilla color café obscuro		
4	3.00	3.60	3	4	7	10		TP		P/S limo arenoso color gris claro P/ arcilla color café obscuro		
5	3.60	4.20	3	4	6	47		TP		Arena media arcillosa color gris claro		
6	4.20	5.10	SHELBY	A	PREISION	44		TSH		P/S limo arenoso color café claro P/ arcilla limosa color gris claro		
7	5.10	5.70	1	1	3	50		TP		P/S arcilla color gris claro P/M arena fina P/ arena pumítica color gris claro		
8	5.70	6.30	3	6	6	42		TP		P/S arcilla color gris claro P/ arena pumítica color gris claro		
9	6.30	6.90	2	5	2	50		TP		Arcilla color gris verdosa		
10	6.90	7.50	3	5	3	52		TP		Arcilla color café obscuro		
SM	7.50	8.10	3	3	3	SR		TP		Sin Recuperacion de Muestra		
11	8.10	9.00	SHELBY	A	PREISION	25		TSH		Arcilla color gris verdosa ambos lados		
12	9.00	9.60	PH	PH	PH	55		TP		Arcilla varios tonos con lente de arena fina color gris claro		
13	9.60	10.20	PH	PH	PH	26		TP		Arcilla con varios tonos		
14	10.20	10.80	PH	PH	PH	38		TP		Arcilla con varios tonos		
SM	10.80	11.40	PH	PH	PH	SR		TP		Sin Recuperacion de Muestra		
15	11.40	12.00	PH	PH	PH	31		TP		Arcilla con varios tonos		
16	12.00	12.60	PH	PH	PH	50		TP		Arcilla de color café a verdosa		
17	12.60	13.20	PH	PH	PH	42		TP		Arcilla color café verdosa		
18	13.20	13.80	PH	PH	PH	30		TP		Arcilla color café verdosa		
19	13.80	14.40	PH	PH	PH	27		TP		Arcilla color café verdosa		
20	14.40	15.30	SHELBY	A	PREISION	85		TSH		P/S arcilla color café obscuro P/ arena fina color negruzca		
21	15.30	15.90	PH	PH	PH	40		TP		Arcilla coor café claro con un lente de arena fina negruzca		
22	15.90	16.50	PH	PH	PH	38		TP		Arcilla con varios tonos		
23	16.50	17.10	PH	PH	PH	45		TP		Arcilla con varios tonos		
24	17.10	17.70	PH	PH	PH	40		TP		Arcilla con varios tonos		
25	17.70	18.30	PH	PH	PH	47		TP		Arcilla con varios tonos		
26	18.30	19.20	SHELBY	A	PREISION	90		TSH		Arcilla color gris verdosa ambos lados		
27	19.20	19.80	PH	PH	PH	60		TP		Arcilla con varios tonos		
28	19.80	20.40	PH	PH	PH	51		TP		Arcilla con varios tonos		
29	20.40	21.00	PH	PH	PH	35		TP		P/S arcilla con varios tonos P/ ceniza volcanica color blanquiza		

OBSERVACION: PERDIDA PARCIAL DE AGUA A LOS 15.00 MTS
USO DE AGUA 3,000 LTS DE AGUA

Operador: JOSE LUIS SILVA
Supervisor: ING. RENE MANUEL PEREZOVANDO

FIGURA 15.- REGISTRO DE CAMPO 2 (PARTE 1)

REGISTRO DE EXPLORACION													
PROYECTO: MEGA COMERCIAL ROJO GÓMEZ		UBICACIÓN: CDMX		PREFORADORA: LONG YEAR 34		BOMBA: M OYNO 316		HOJA 1					
SONDEO: SM-3		FECHA DE INICIO: 27.0 MTS (9-03-17)		FECHA DE INICIO: 8-mar-17		FECHA DE TERMINACION		10-mar-17					
Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD		Muestreo		Descripción	
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance				
1	0.00	0.60	8	16	12	39				TP	Material de relleno color café claro		
SR	0.60	1.20	12	23	2	SR				TP	Sin Recuperacion de Muestra		
2	1.20	1.80	2	4	2	20				TP	Limo arcilloso color café obscuro		
3	1.80	2.40	2	5	2	16				TP	Limo arcilloso color café obscuro		
4	2.40	3.00	PH	4	2	57				TP	P/S arcilla color café claro P/I arena fina color negruzca		
5	3.00	3.60	10	10	14	45				TP	Arena de fina a media color café claro		
6	3.60	4.20	2	5	3	46				TP	Arcilla color gris verdosa		
7	4.20	4.80	3	8	5	10				TP	Gravas empacadas en arcilla color verdosa		
8	4.80	5.40	2	10	5	20				TP	P/S arcilla color verdosa P/I arena pumitica color blanquizca		
9	5.40	6.30	SHELBY	A	PRESION	55				TSH	P/S arena pumitica color blanquizca P/I arcilla color verdosa		
10	6.30	6.90	2	5	3	47				TP	Arcilla varios tonos		
11	6.90	7.50	4	4	2	25				TP	P/S arcilla color gris obscuro P/I arena fina color negruzca		
SR	7.50	8.10	1	1	1	SR				TP	Sin Recuperacion de Muestra		
12	8.10	8.70	2	7	3	60				TP	Arcilla color gris obscuro		
13	8.70	9.30	PH	PH	PH	60				TP	Arcilla color gris obscuro		
14	9.30	9.90	PH	PH	1	36				TP	Arcilla con varios tonos		
SR	9.90	10.50	PH	PH	PH	SR				TP	Sin Recuperacion de Muestra		
15	10.50	11.40	SHELBY	A	PRESION	65				TSH	P/S arcilla color gris verdosa P/I arcilla color café verdoso		
16	11.40	12.00	PH	PH	PH	60				TP	P/S arcilla color café verdoso P/I arcilla color verdosa		
17	12.00	12.60	PH	PH	PH	60				TP	P/S arcilla color café verdosa P/I arcilla color verdosa		
18	12.60	13.20	PH	PH	PH	32				TP	Arcilla color gris claro		
19	13.20	13.80	PH	PH	PH	35				TP	Arcilla color café claro		
20	13.80	14.40	PH	20	30	46				TP	P/S arcilla color café P/I arena limosa color café obscuro		
21	14.40	15.00	28	30	10	32				TP	Arena limosa color café obscuro		
22	15.00	15.60	PH	PH	PH	53				TP	Arcilla color café claro		
23	15.60	16.50	SHELBY	A	PRESION	53				TSH	Arcilla color gris verdoso ambos lados		
24	16.50	17.10	PH	PH	PH	47				TP	Arcilla color café verdoso		
25	17.10	17.70	PH	PH	PH	47				TP	Arcilla color café verdoso		
26	17.70	18.30	PH	PH	PH	40				TP	Arcilla color café verdoso		
27	18.30	18.90	PH	PH	PH	43				TP	Arcilla con varios tonos		
28	18.90	19.50	PH	PH	PH	45				TP	Arcilla con varios tonos		
29	19.50	20.10	PH	PH	PH	55				TP	Arcilla con varios tonos		
30	20.10	20.70	PH	3	1	30				TP	Arcilla con varios tonos		
31	20.70	21.60	SHELBY	A	PRESION	77				TSH	Arcilla color vaerdosa ambos lados		

OPERACION: SE UTILIZO 1200 LTS DE AGUA APROX
ARRASTRE 30MTS DEL SM-2 AL SM-3

Operador: JOSE LUIS SILVA
Supervisor: ING. RENE OVANDO

FIGURA 16.- REGISTRO DE CAMPO 3 (PARTE 1)

REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: MEGA COMERCIAL MEXICANA												
UBICACIÓN: ROJO GOMEZ												
SONDEO: SM-4												
I.N.A.F.: 2.00 MTS (14-08-17)												
PREFORADORA: LONG YEAR 34												
BOMBA: M OYNO 316												
FECHA DE INICIO: 10-mar-17												
FECHA DE TERMINACION: 14-mar-17												
HOJA 1												
Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD (%)	Muestreo		Descripción	
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)		Avance			
1	0.00	0.60	20	25	20	32			TP	Material de relleno		
2	0.60	1.20	10	20	7	42			TP	Arcilla poco limosa color café obscuro		
3	1.20	1.80	2	4	4	5			TP	Arcilla de alta plasticidad color gris claro		
SM	1.80	2.40	4	5	3	SR			TP	Sin Recuperacion de muestra		
4	2.40	3.00	PH	PH	PH	15			TP	Arcilla de alta plasticidad color café obscuro		
5	3.00	3.60	1	1	2	32			TP	Arcilla varios tonos		
6	3.60	4.20	1	4	2	50			TP	P/S Arcilla poco limosa P/I Arcilla con arena fina		
7	4.20	4.80	2	7	2	23			TP	Arcilla con arena fina color verdosa		
8	4.80	5.40	2	2	2	25			TP	Arcilla con arena fina color verdosa		
9	5.40	6.00	3	4	2	21			TP	P/I Arcilla con arena fina P/S arena pumitica color gris		
10	6.00	6.60	1	1	1	55			TP	Arcilla con arena pumitica color verdosa		
11	6.60	7.50	SHELBY	A	PRESION	60			TSH	Arcilla poco limosa color verdosa ambos lados		
12	7.50	8.10	1	1	1	47			TP	Arcilla poco limosa color gris obscuro		
13	8.10	8.70	4	3	3	38			TP	Arcilla poco limosa color gris obscuro		
14	8.70	9.30	PH	PH	PH	38			TP	Arcilla varios tonos		
15	9.30	9.90	PH	PH	PH	44			TP	Arcilla varios tonos		
16	9.90	10.50	1	1	PH	32			TP	Arcilla varios tonos		
17	10.50	11.10	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla varios tonos con un lente de arena		
SM	11.10	11.70	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de muestra		
18	11.70	12.60	SHELBY	A	PRESION	90			TSH	Arcilla color verdosa		
19	12.60	13.20	PH	PH	2	60			TP	Arcilla varios tonos		
20	13.20	13.80	PH	PH	2	60			TP	Arcilla varios tonos		
21	13.80	14.40	PH	PH	PH	35			TP	P/S Arcilla color café verdosa P/I Arena fina color negrusca		
22	14.40	14.55	50/15			14			TP	Arena fina color negrusca		
	14.55	15.00		AVANCE					BT	Avance con Broca Triconica		
SM	15.00	15.60	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de muestra		
23	15.60	16.20	PH	PH	PH	43			TP	Arcilla color café verdosa		
24	16.20	17.00	SHELBY	A	PRESION	80			TSH	Arcilla color café verdosa ambos lados		
SM	17.00	17.60	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de muestra		
25	17.60	18.20	PH	PH	PH	46			TP	Arcilla varios tonos		
26	18.20	18.80	PH	PH	PH	36			TP	Arcilla varios tonos		
27	18.80	19.40	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla varios tonos		
SM	19.40	20.00	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de muestra		
28	20.00	20.60	PH	2	PH	52			TP	Arcilla varios tonos		

OBSERVACION:
SE UTILIZARON 3500 LTS. DE AGUA APROX.
PERDIDA PARCIAL DEL 75% DE AGUA DES DE LOS 14.60 MTS.
SE INSTALO UN TUBO DE PVC HASTA LOS 35.00 MTS PARA PRUEBA DOWN HOLE.

Operador: ISRAEL GONZALEZ
Supervisor: ING RENE OVANDO

FIGURA 17.- REGISTRO DE CAMPO 4 (PARTE 1)

En las figuras 18, 19, 20 y 21 se presentan en forma gráfica los perfiles estratigráficos, y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras obtenidas de los sondeos mixtos realizados en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

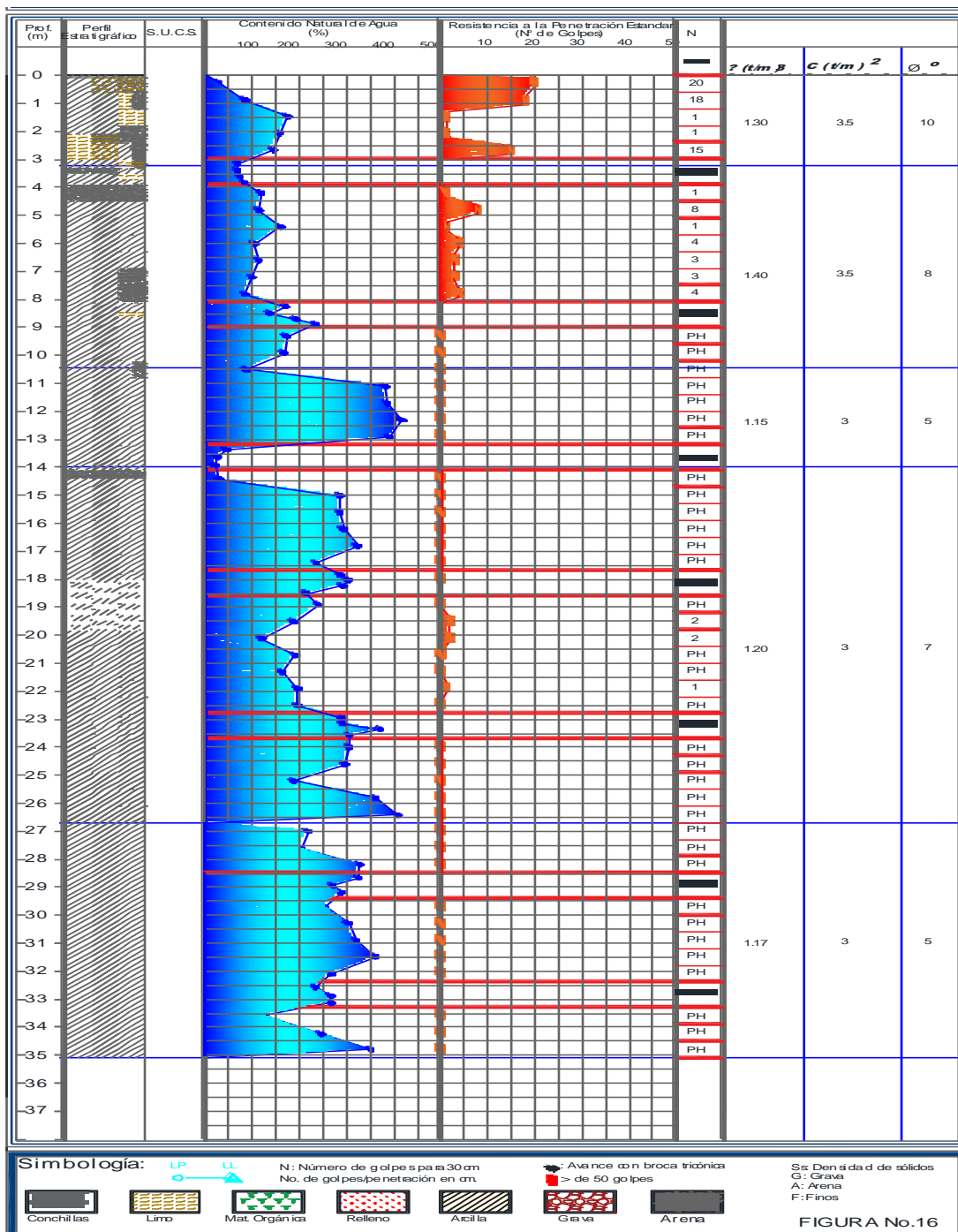


FIGURA 18.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO REALIZADO

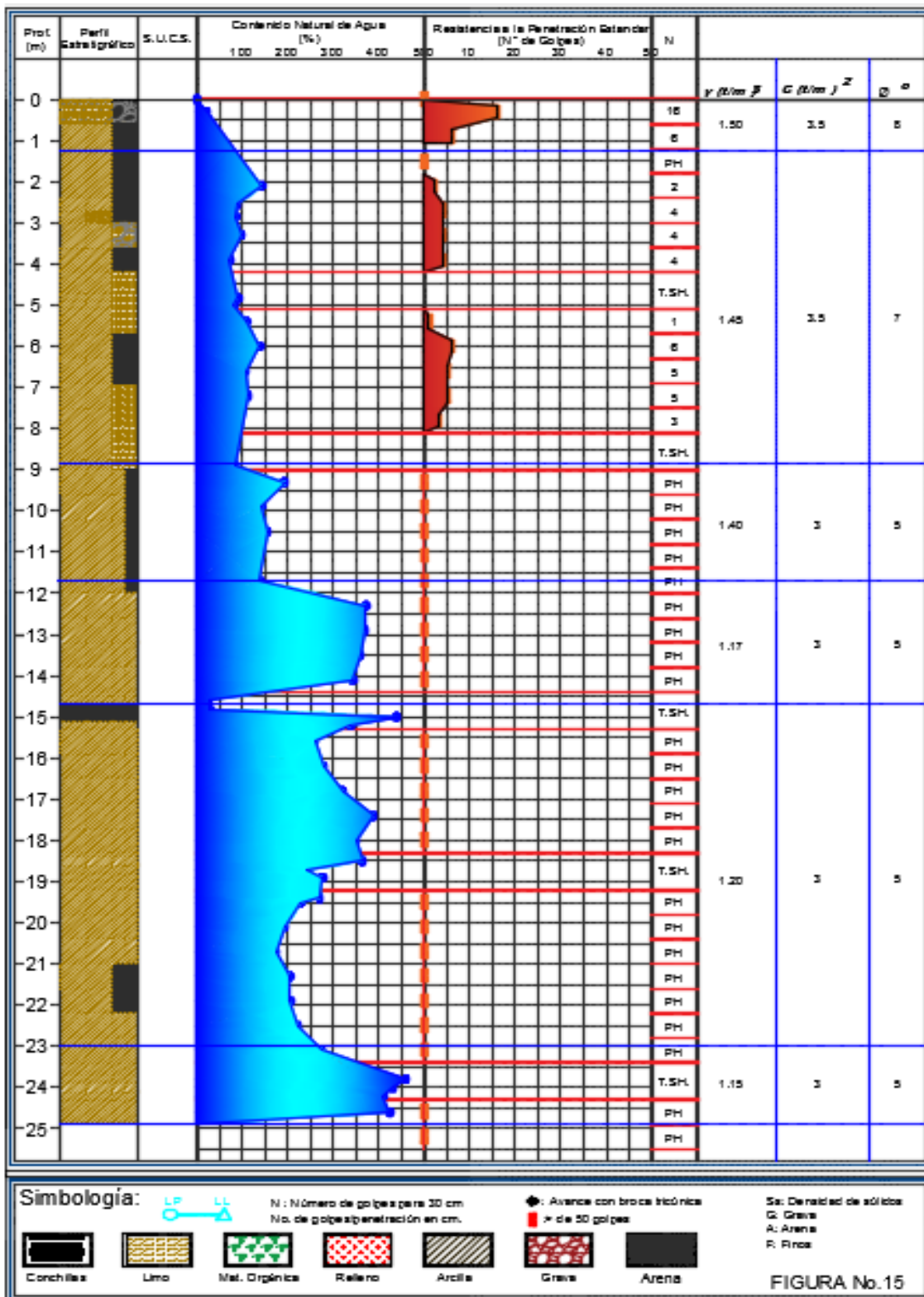


FIGURA 19.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO REALIZADO

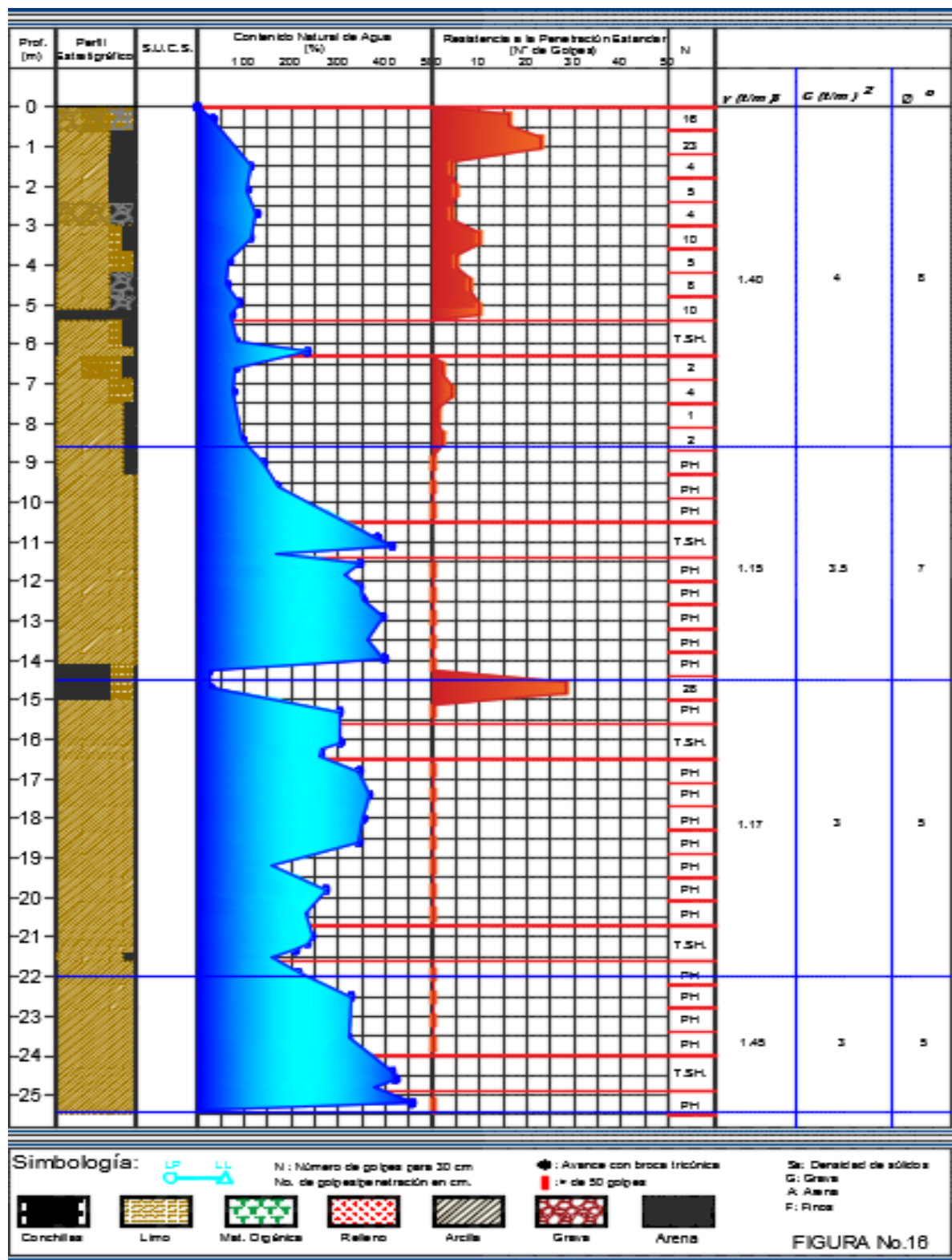


FIGURA 20.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO REALIZADO

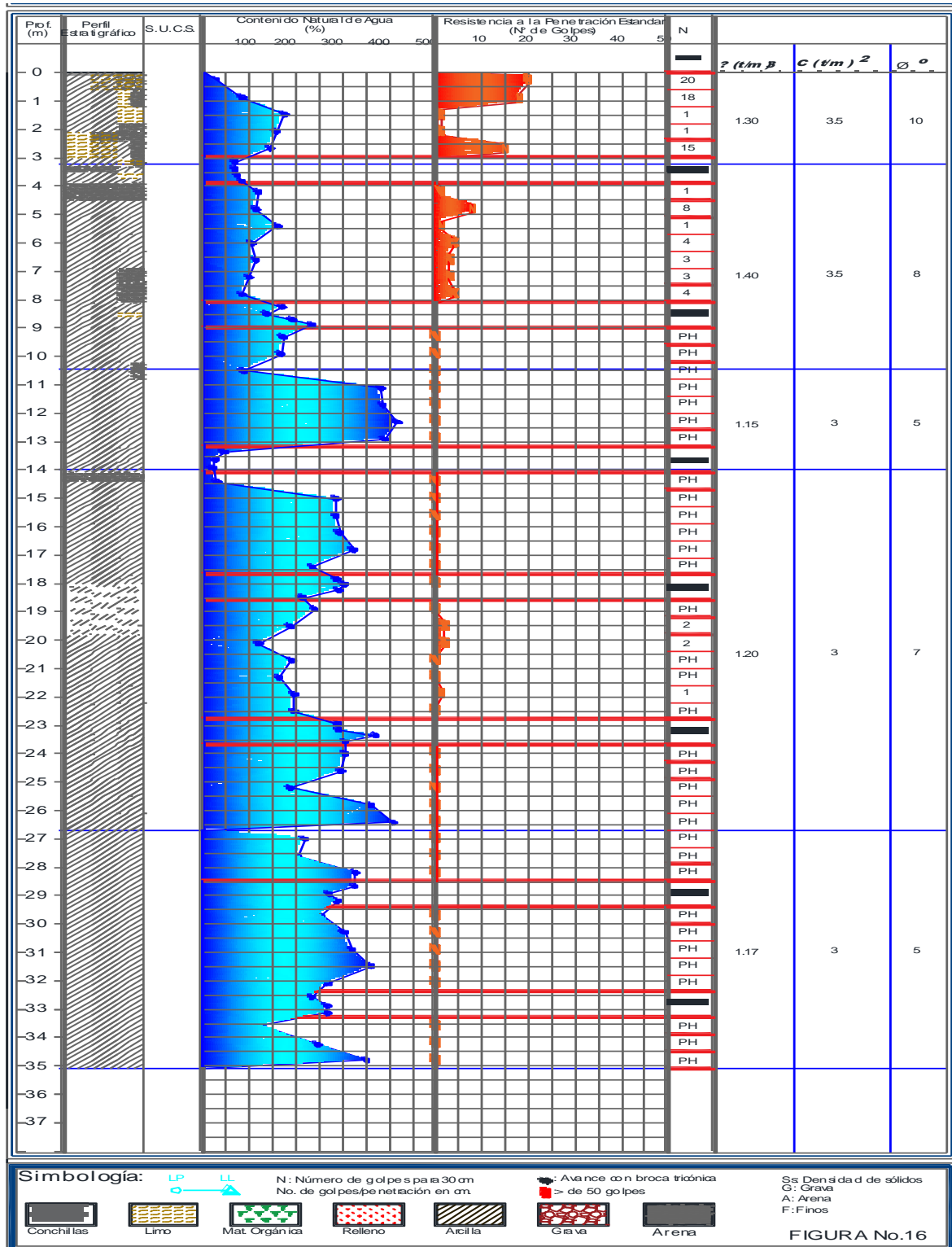


FIGURA 21.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO REALIZADO

3.- PRUEBAS DE LABORATORIO

Existen una serie de parámetros referentes al terreno que son indispensables en cualquier construcción u obra de ingeniería civil. Muchos de estos parámetros se obtienen a partir de ensayos realizados en el laboratorio, esto con la finalidad de conocer las propiedades índice y mecánicas del suelo que servirán en el diseño de cimentación del proyecto a ejecutar.



PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA



PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE



PRUEBA TRIAXIAL



PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN



3.1. CONTENIDO DE AGUA EN SUELO (W%)

La determinación del contenido de humedad en un ensayo de laboratorio para determinar la cantidad de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco en fines de porcentaje se demuestra como:

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Donde:

W(%): Contenido de humedad

W_w: Peso de agua presente en la masa de suelo

W_s: Peso de los sólidos en el suelo

Se podría definir con la relación del peso de agua presente y el total de la muestra, sin embargo es una característica fundamental para conocer la resistencia del suelo dependiendo de la región.

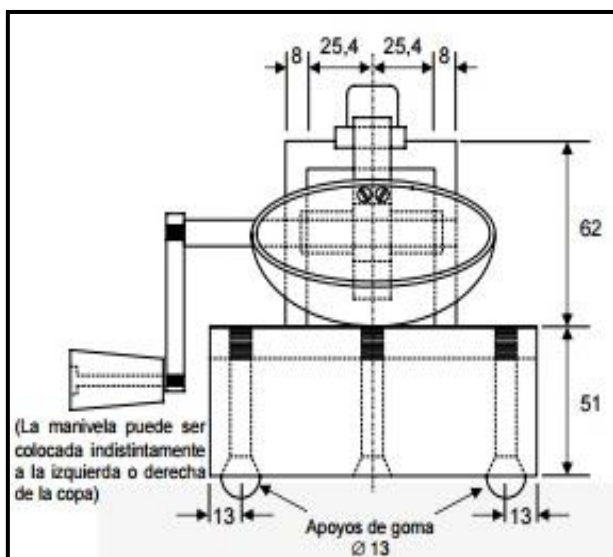
3.2. LÍMITE LÍQUIDO (LL) Y LÍMITE PLÁSTICO (LP)

Son dos de los 5 “límites” propuestos por A. Atterberg científico sueco que definió de la siguiente manera a los límites:

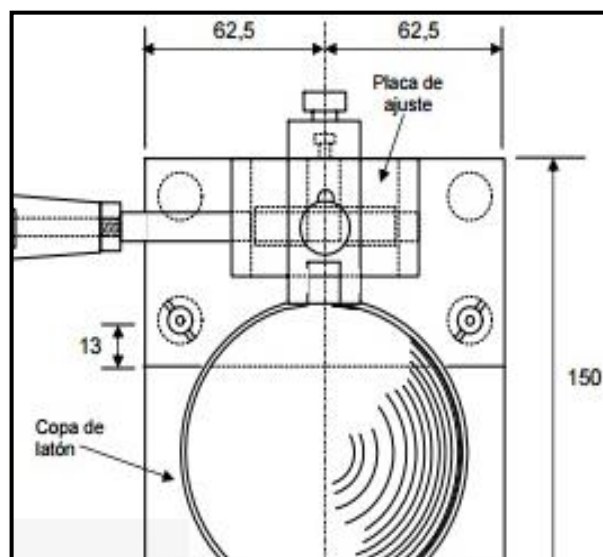
- 1.- *Límite de cohesión*. Contenido de humedad donde el suelo tiene la capacidad de adherirse unas con otras.
- 2.- *Límite de pegajosidad*. Contenido de humedad donde el suelo tiene la capacidad a pegarse o adherirse a superficies metálicas.
- 3.- *Límite de contracción*. Contenido de humedad por debajo del cual no se produce reducción adicional del volumen de suelo.
- 4.- *Límite plástico*. Es el contenido de humedad por debajo del cual se puede considerar el suelo como material no plástico
- 5.- *Límite líquido*. Es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. A este nivel de contenido de humedad el suelo está en el punto de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso.

En específico los límites líquido y plástico han sido ampliamente en regiones del mundo, con objetivos de clasificación e identificación de suelos. El límite líquido en ocasiones puede utilizarse para estimar asentamientos en problemas de consolidación y ambos límites son algunas veces útiles para predecir la máxima densidad en estudios de compactación.

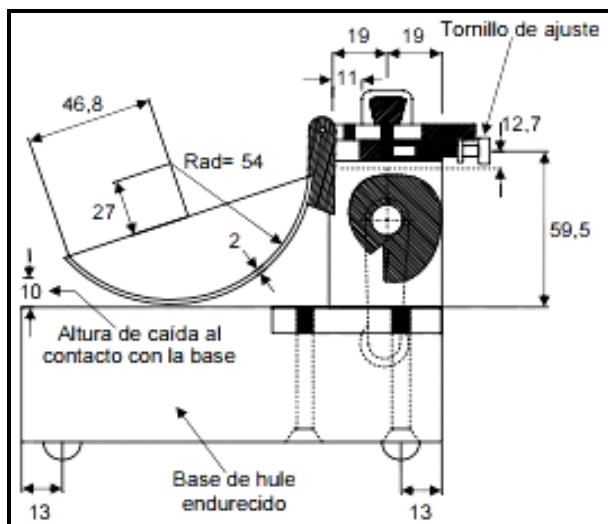
Para poder definir el valor del límite líquido se podría definir que es el contenido de humedad el cual una porción de suelo húmedo colocado en un recipiente de bronce en forma de cápsula separada en dos por una herramienta para hacer una ranura patrón y dejar caer desde una altura de 1 cm, sufra después de caer 25 veces una falla (cierre) de la ranura en una longitud de 12.7 mm. Existen variables que afectan que el resultado de la prueba sea satisfactorio del límite líquido o el número de golpes requeridos para cerrar la ranura de 12.7 mm, por lo que se difiere que dichas variables se pueden controlar por el operador



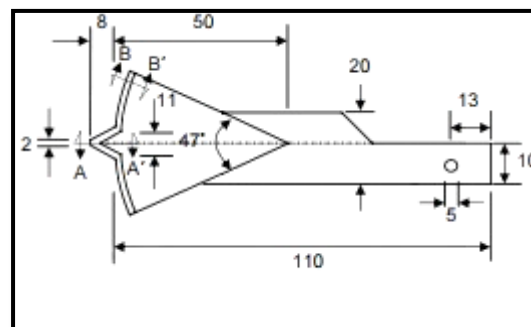
Vista Frontal



Planta



Vista lateral



Ranurador plano

FIGURA 22.- DIMENSIONES DE LA COPA DE CASAGRANDE

3.3. PESO ESPECÍFICO RELATIVO DE LOS SÓLIDOS (DENSIDAD DE SÓLIDOS)

La densidad de sólidos se define como la relación que existe entre el peso de los sólidos y el peso del volumen del agua desalojado por los mismos. Generalmente la variación de la densidad de sólidos es de 2.60 a 2.80, aunque existen excepciones como en el caso de la turba en la que se han registrado valores de 1.5 y aún menores, debido a la presencia de materia orgánica.

El peso específico relativo de los sólidos es una propiedad índice que debe determinarse a todos los suelos, debido a que este valor interviene en la mayor parte de los cálculos relacionados con la Mecánica de suelos, en forma relativa, con los diversos valores determinados en el laboratorio pueden clasificarse algunos materiales.

Una de las aplicaciones más comunes de la densidad (S_s), es la obtención del volumen de sólidos, cuando se calculan las relaciones gravimétricas y volumétricas de un suelo. Definida por la siguiente ecuación:

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mw} + W_{mws}}$$



Donde:

Ss: Densidad de sólidos relativa del suelo seco (adimensional)

Es: Peso del suelo secado al horno (grs)

Wmw: Peso del matraz más el agua a la temperatura de prueba, determinada gráficamente de la curva de calibración del matraz (grs)

Wmws: Peso del matraz contenido al suelo y agua hasta la marca de aforo, a la temperatura de prueba (grs).

3.4. PERMEABILIDAD DE UN SUELO

Es la facilidad con que pasa el agua a través del suelo, lo cual dependerá de los huecos o vacíos que tenga un suelo y si estos están intercomunicados; un suelo grueso tendrá más huecos que un suelo fino, por lo que tendrá mayor permeabilidad. Se clasifica en:

Permeabilidad de carga constante que se recomienda en suelos gruesos (Gravas y arenas) que se define por la siguiente ecuación:

$$Kt = \frac{VL}{Aht} \qquad k_{20c} = K_t \left(\frac{\mu\tau}{\mu_{20c}} \right)$$

Donde:

Kt: Coeficiente de permeabilidad (cm/seg)

A: Área de la muestra (cm²)

t: tiempo de prueba (seg)

K_{20c}: Coeficiente de permeabilidad corregido por temp. en cm /seg

Permeabilidad de carga variable que se recomienda en suelos finos (arcillas y limos), definida por la siguiente ecuación:

$$k_t = 2.3 \frac{La}{At} \log \frac{H_0}{H_1}$$



Donde:

A: área de la columna de agua (cm^2)

H_0 : carga hidráulica inicial (cm)

H_1 : carga hidráulica final (cm)

t: tiempo de prueba (seg)

3.5. CONSOLIDACIÓN

La consolidación es un proceso de disminución de volumen que se produce en un lapso de tiempo y que es debido a un incremento de las cargas sobre el suelo. Todos los materiales, al ser sujetos a cambios en las condiciones de esfuerzos, experimentan deformaciones, que pueden o no ser dependientes del tiempo. Las relaciones entre los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo, varían según el material a analizar. Las relaciones más sencillas se producen en los materiales elásticos lineales, donde el esfuerzo y la deformación son proporcionales e independientes del tiempo.

Al someter una masa de suelo saturado a un incremento de carga, ésta es soportada inicialmente por el agua contenida en los poros, ya que ella es incompresible en comparación con la estructura del suelo. La presión que resulta en el agua a causa del incremento de la carga es llamada exceso de presión hidrostática. A medida que el agua drena de los poros del suelo, el incremento de carga es transmitido a la estructura del suelo. La transferencia de carga es acompañada por un cambio en el volumen del suelo igual al volumen de agua drenada. Este proceso es conocido como consolidación. Este es un proceso que tiene un tiempo acotado de ocurrencia, comienza cuando se aplica el incremento de carga, y finaliza cuando la presión de los poros es igual a la hidrostática, o lo que es lo mismo, cuando se ha producido la totalidad de la transferencia de carga del agua a la estructura de suelo. Terminado este proceso llamado consolidación primaria, el suelo continúa deformándose, aunque en menor magnitud, debido a un reacomodamiento de los granos. A este último proceso se lo denomina consolidación secundaria. El asiento total, suponiendo que el último valor medido coincide con el



momento en que desaparece toda la sobrepresión intersticial creada al aplicar la carga, es una medida de la deformación del esqueleto del suelo. Si se realizan varios escalones de carga, se obtendrá una curva de compresibilidad, que relaciona la presión efectiva (en escala logarítmica) con la deformación del esqueleto mineral, expresada por el índice de poros o relación de vacíos. El propósito fundamental del ensayo de consolidación es determinar ciertos parámetros que se utilizan para predecir la velocidad y la magnitud del asentamiento de estructuras fundadas sobre arcillas. Además, el ensayo permite obtener información acerca de la historia de presiones a que ha sido sometido el suelo.

Los parámetros más importantes que se obtienen del suelo al realizar el ensayo son:

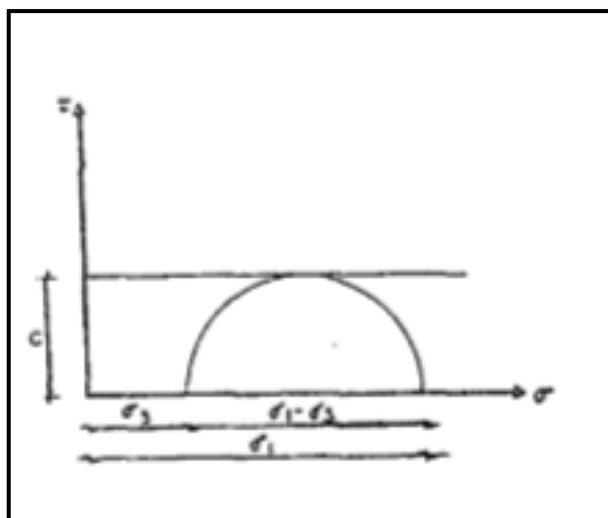
- a) El coeficiente de consolidación (c_v), que indica el grado de asentamiento del suelo bajo un cierto incremento de carga y vinculado a la velocidad del mismo.
- b) El índice de compresibilidad (C_c), que expresa la compresibilidad de una muestra.
- c) La presión de preconsolidación (P_c), que indica la máxima presión que ha soportado el suelo en su historia geológica.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra de suelo labrada con forma de cilindro con pequeña altura en comparación con el diámetro de la sección recta.

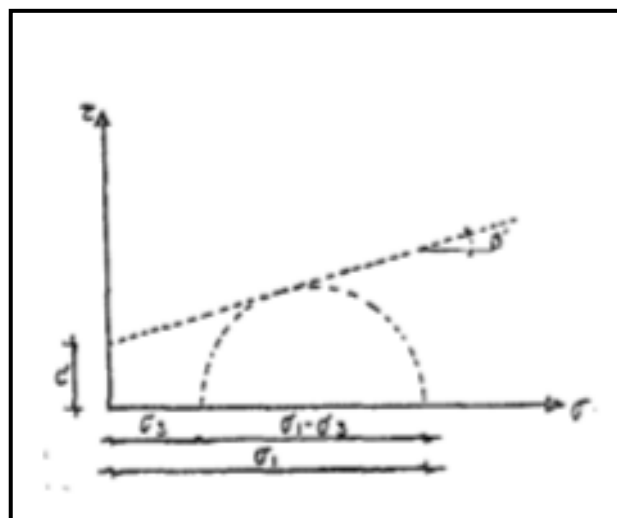
Prueba rápida (No consolidada – No drenada, UU)

Esta prueba se lleva a cabo con la válvula de drenaje cerrada en ambas etapas, por lo que, en ningún momento, la muestra de suelo puede consolidarse. Durante la primera etapa la muestra se sujeta a la presión hidrostática del agua de la cámara e inmediatamente el suelo se lleva a la falla con la aplicación de la carga axial, completándose con ello la segunda etapa de la prueba.

En esta prueba los esfuerzos efectivos al igual que su distribución no se determinan con exactitud. Durante las pruebas se obtienen los datos necesarios para estimar la deformación axial, la carga vertical, la velocidad de deformación y por el tipo de prueba se obtiene la presión de poro, el volumen de agua drenada y el tiempo que se emplea en el ensaye.



Envolvente típica de prueba triaxial UU



Envolvente típica de prueba triaxial CD

FIGURA 23.- EJEMPLO DE RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES FRECUENTES

3.6. MUESTREO DE SUELO

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En lo descrito a continuación se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:



FIGURA 24.- MUESTRAS OBTENIDAS EN LA EXPLORACIÓN DE CAMPO

En las muestras representativas alteradas, se hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación SUCS y contenido natural de agua (ASTM D 2488, ASTM D 2216)
- Límites de consistencia, líquido y plástico (ASTM D 4318)
- Análisis granulométrico por mallas (ASTM D 422)
- Porcentaje de finos
- Densidad de sólidos

En las muestras inalteradas, además de las anteriores pruebas, se hicieron:

- Resistencia a la compresión simple con al menos dos ciclos de carga y descarga.
- Determinación de los parámetros de resistencia al corte mediante pruebas de compresión triaxial no consolidadas no drenadas (UU) (ASTM D 2850) en juegos de mínimo tres (3) probetas. Incluyen gráficas de esfuerzo-deformación.
- Determinación de parámetros de consolidación, incluyendo consolidación secundaria, mediante pruebas odométricas con incrementos de carga además de la historia de los asentamientos a través del tiempo.



FIGURA 25.- OBTENCIÓN DE W% EN MUESTRAS

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua.

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia y/o porcentaje de finos para conocer su granulometría; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en las figuras del.

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de la estructura se obtuvo efectuando en muestras inalteradas la prueba de



consolidación unidimensional. Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar realizadas en el sondeo profundo cercano al sitio de interés.

4.- DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO.

Como se mencionó anteriormente el sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Lago, constituido por depósitos de tipo lacustre constituidos por arcillas de alta plasticidad, de alta compresibilidad y baja resistencia, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia blanda.

4.1.- ESTRATIFICACIÓN DE LA ZONA DE LAGO.

La Zona de Lago corresponde a los depósitos de la planicie del Valle de México. Una vez cerrada la cuenca, comenzó un proceso de formación de lagos en el que la acción de la temperatura sobre las lluvias habría de definir la composición del subsuelo de esta zona. Si el clima se enfriaba se formaba un lago, pero si había excesivo calentamiento el lago podía desaparecer. Esta interacción concluía la deposición de arcillas o la formación de suelos. Durante las épocas de sequía el lago subsistía en las partes centrales de la cuenca continuándose el proceso de deposición de arcillas y no así en las márgenes, donde entre las arcillas se intercalaban con frecuencia suelos secos.

La característica principal de esta zona radica en los grandes espesores de arcillas blandas altamente compresibles, como se muestra en la figura 26, subyaciendo a una costra dura superficial de espesor variable en cada sitio según la localización e historia de cargas. En general, la estratigrafía de la zona es muy regular, aunque deben esperarse variaciones en el espesor de cada estrato en particular. Los mantos arcillosos que se presentan en la Zona Lacustre no presentan problema alguno para muestrearlos, por la que definición de sus propiedades resulta abundante y confiable.



En la Zona de Lago generalmente se identifican cinco estratos principales, denominados, a partir de la superficie, manto o costra superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos.

1.- Costra Superficial (CS). Se identifican, además de los suelos naturales producto de la desecación de los depósitos lacustres (areno arcillosos o areno limosos), rellenos artificiales con restos arqueológicos, que alcanzan espesores hasta de 10 m en algunos puntos de la ciudad (Plaza de la constitución). Definir un espesor promedio de este estrato sería errático, sin embargo, suele afirmarse que va desde pocos centímetros en el Vaso de Texcoco hasta varios metros en la zona céntrica de la ciudad. Es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillosa superior, salvo sitios con rellenos en estado muy suelto. Está formada por tres sub estratos:

- Relleno artificial (RA); son restos de construcción y relleno arqueológico de espesor variable entre 1 y 7 m,
- Suelo blando (SB); son depósitos blandos de origen aluvial intercalados con lentes de material eólico,
- Costra seca (CS); originada por la disminución del nivel del agua, quedando expuestas al sol algunas zonas del fondo.

2.- Formación Arcillosa Superior. Se estima un espesor variable entre 25 y 50 m aproximadamente. El espesor de esta formación aumenta en dirección Poniente-Oriente (hacia el Vaso de Texcoco). En la zona céntrica el espesor aumenta en algunos puntos debido a la ausencia de la capa dura, lo que prácticamente convierte en un solo estrato las formaciones arcillosas superior e inferior.

- Arcilla Preconsolidada Superficial (PCS). Los suelos normalmente consolidados bajo la costra superficial (CS) fueron transformados en arcillas preconsolidadas por efectos de sobrecargas y rellenos.

- Arcilla normalmente consolidada (NC). Se sitúa por debajo de la profundidad hasta la que son significativas las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo.
- Arcilla Preconsolidada Profunda (PCP). Debido al bombeo para abastecer de agua potable la Ciudad de México, las arcillas profundas han sufrido un fenómeno de consolidación más acentuado que en las superficiales.

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

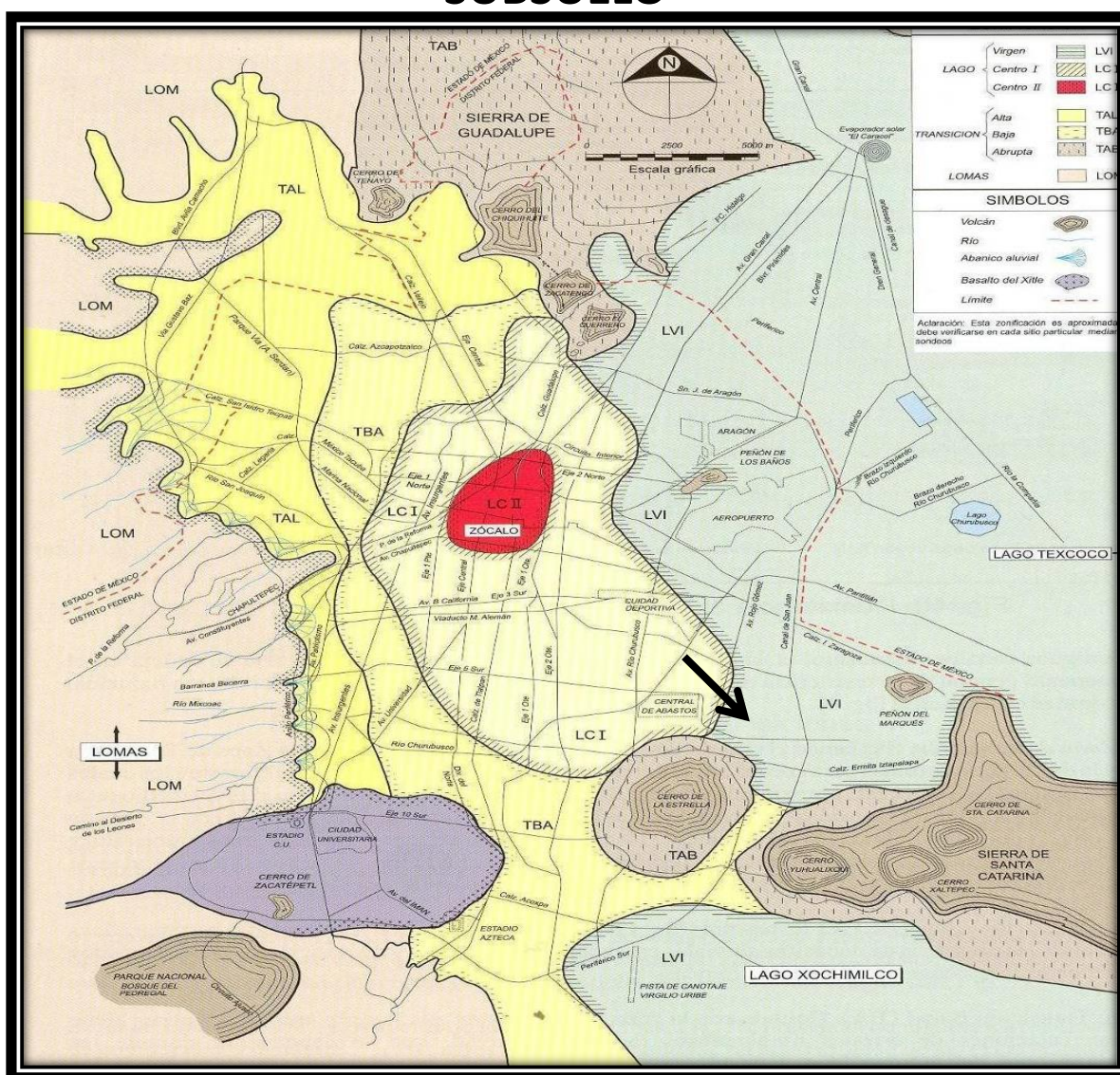


Fig. 26 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

4.2.- ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

El predio de interés se localiza en la Zona III (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo del Valle de México, como se muestra en la figura 27, en la que dominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad.

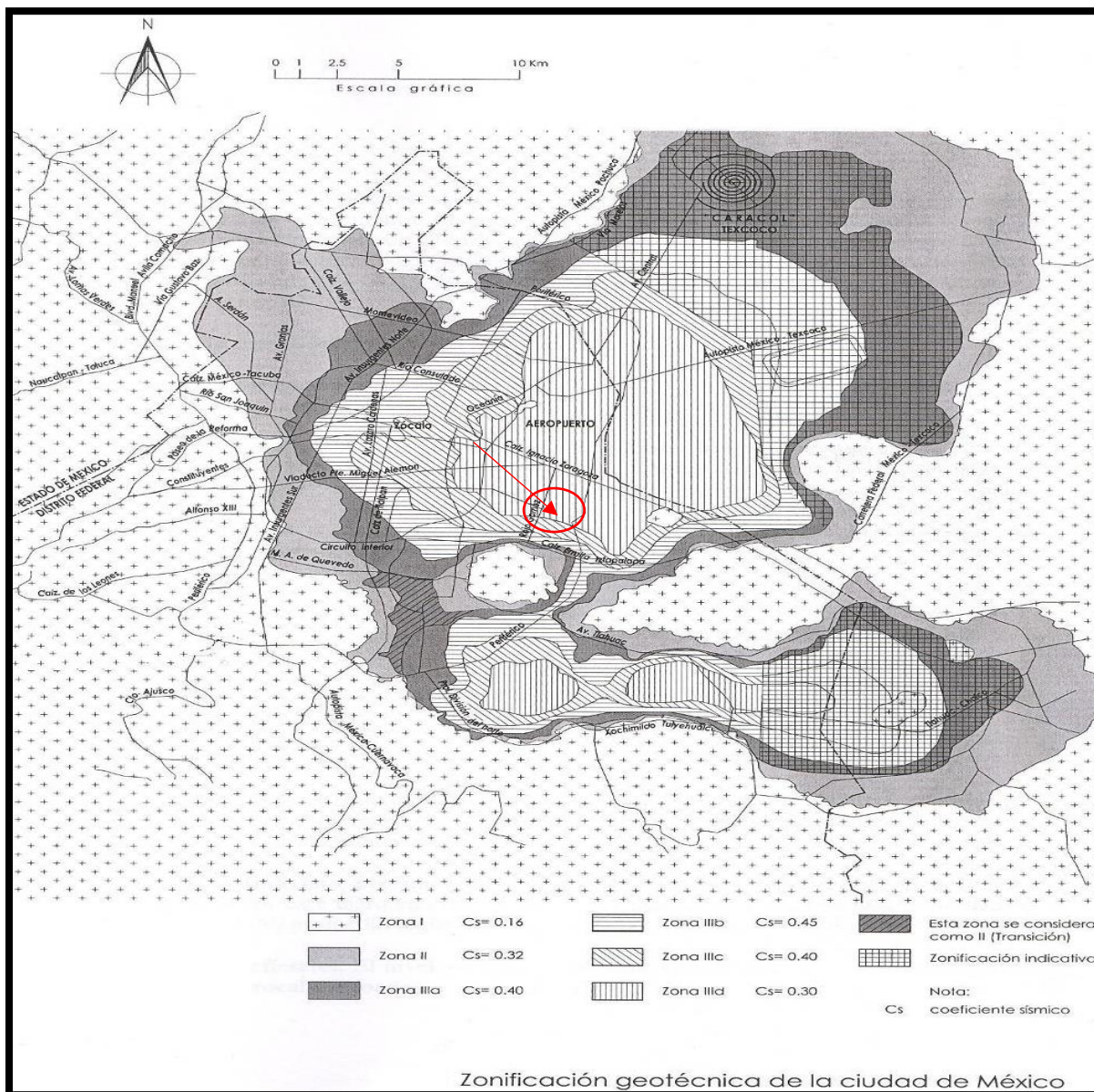


Fig. 27.- ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO



4.2.1- EN ZONA DE LAGO (DIVISIÓN DE ESTRATOS).

El área analizada se localiza en el Sur de la Zona de Lago, en el que se encuentran superficialmente depósitos de relleno artificial, subyaciendo a estos se tienen depósitos de tipo lacustre y posteriormente aparecen los materiales de la formación Tarango.

Los sondeos y el muestreo en esta zona han permitido obtener datos precisos sobre el contenido de agua natural. Se sitúa en 270% el contenido medio de toda la formación arcillosa superior, aunque en áreas vírgenes poco afectadas por sobrecargas o bombeos, el contenido de agua medio es mayor de 400%.

En esta formación se identifican cuatro estratos principales:

1.- Lentes Duros (LD). Se hallan intercalados entre los estratos de arcillas. Pueden ser costras de secado solar, arena o vidrios volcánicos.

2.- Capa Dura. Está integrada por depósitos limo-arenosos compactos, poco susceptibles a grandes deformaciones, cementados muy heterogéneamente con carbonato de calcio. Su espesor es variable; hasta los cinco metros en lo que fueron las orillas del lago siendo casi nulo en la zona central del lago que no llegó a secarse. El contenido de agua medio de la capa dura se estima en 50%, aunque se presentan fuertes variaciones en un rango de 20 a 100% debido a la heterogeneidad de los suelos. La resistencia a la penetración estándar de la capa dura es alta.

3.- Formación Arcillosa Inferior. Está integrada por arcilla de origen volcánico similar a la que se halla en la formación arcillosa superior pero de mayor consistencia y resistencia. El espesor de esta formación es de unos 15 m al centro del lago, desapareciendo prácticamente en sus márgenes. El contenido de agua medio es menor que el de la formación arcillosa superior; se estima en 170% aunque en la mayoría de los casos varía entre 100 y 200%.

4.- Depósitos Profundos. Están constituidos por suelos arenosos finos y gravas aluviales limosas en estado muy compacto, cementados con arcillas duras y carbonatos de calcio.



Constituyen acuíferos de alta permeabilidad que han sido explotados para el abastecimiento de agua de la ciudad. Atendiendo al espesor y propiedades de la costra superficial y a la consolidación inducida, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas: lago virgen, lago centro I y lago centro II.

- Lago virgen. Cubre el sector oriente del lago, cuyos suelos conservan sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, la reciente extensión urbana hacia esta zona ha incrementado las sobrecargas en su superficie y el bombeo profundo. La figura 18 muestra las propiedades medias de los estratos de esta zona y la estratigrafía de la misma.
- Lago centro I. Corresponde al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a principios de siglo y que ha estado sujeto a la acción de sobrecargas impuestas por construcciones pesadas y medianas. En la figura 19 se muestran las propiedades de esta subzona y la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior. Notándose el considerable aumento de resistencia originado por las sobrecargas.
- Lago centro II. Corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas actuantes en la superficie ha sido muy variable, ocasionando algunas condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por la acción de rellenos y grandes construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, bajo sitios donde han estado plazas y jardines por mucho tiempo y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Así mismo, el bombeo profundo de los acuíferos ha provocado un aumento general de la resistencia de los estratos arcillosos a causa de la consolidación inducida, la figura 19 resume la estratigrafía y propiedades de la sub zona lago centro II.



4.3- REDACCIÓN DE SONDEOS MIXTOS

De acuerdo a los resultados de los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo en el sitio de interés, las características estratigráficas y físicas generales de los depósitos del subsuelo son las siguientes:

- Superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por rellenos controlados, de tepetate, con espesor de 0.60 m.
- A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, hasta una profundidad de 4.40 m. Está constituida por arcillas poco limosa, con escasa arena fina, del grupo CH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua medio de 95%, de consistencia variable de firme a media, con índice de resistencia a la penetración estándar variable de 10 a 5 golpes. Con límite líquido de 99.9%, límite plástico 67.1%, del grupo CH según el SUCS. La cohesión 15.0 ton/m². El peso volumétrico natural de 1.50 ton/m³, densidad de sólidos de 2.51 y relación de vacíos de 2.54.
- Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor aproximado de 32 m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena, vidrio volcánico y fósiles. El contenido de agua varía entre 200 y 400%. Con límite líquido variable entre 100 y 474%, límite plástico entre 35 y 360%, del grupo CH según el SUCS. La cohesión oscila entre 1.10 y 9.00 ton/m². El peso volumétrico natural varía entre 1.12 y 1.40 ton/m³, densidad de sólidos de 2.20 y relación de vacíos variable de 2.60 a 8.40.
- De información obtenida de un sondeo realizado cerca al sitio interés se sabe que la primera capa dura se encuentra aproximadamente entre 34 y 28m de profundidad, está constituida por limo arcillo arenoso café verdoso, con contenido de agua variable medio de 50%, de índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes, de consistencia dura.



- Enseguida aparece la formación arcillosa inferior con un espesor aproximado de 14 m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones. El contenido de agua medio es de 180%, de índice de resistencia a la penetración estándar variable de 24 a 6 golpes, de consistencia variable de muy firme a blanda.
- Subyaciendo los materiales anteriores se tienen los depósitos profundos, constituidos por un limo arenoso gris verdoso claro, con contenido de agua medio de 50%, índice de resistencia a la penetración estándar variable de 28 a más de 50 golpes, de consistencia variable de muy firme a dura.

Las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, determinadas mediante los pozos a cielo abierto realizados, presentan la siguiente secuencia:

- El nivel freático se encontró a 2.60 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua del orden de 15 ton/m² a 20 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 32 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

Del análisis de la figura anterior se concluye que el depósito arcilloso localizado entre superficie y 4.5 m se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación de 14 ton/m² mayor al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de 6.0 ton/m², en su parte inferior, y a partir de dicha profundidad, y hasta 20 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos



arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 3 y 2 ton/m². Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 1.5 kg/cm³, (ver figura 29)

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona III, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.4.

4.4.- COEFICIENTES SÍSMICOS SEGÚN LAS NTC

Sin embargo, se efectuó un estudio de espectro sísmico en el sitio de interés que se consideró para este estudio.

Zona sísmica del D.F.	C	a ₀	T _a (s)	T _b (s)	r
Zona I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
Zona II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
Zona III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2
Zona III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2
Zona III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2
Zona III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2

Tabla 2.- COEFICIENTES SÍSMICOS SEGÚN LAS NTC D.F. 2001

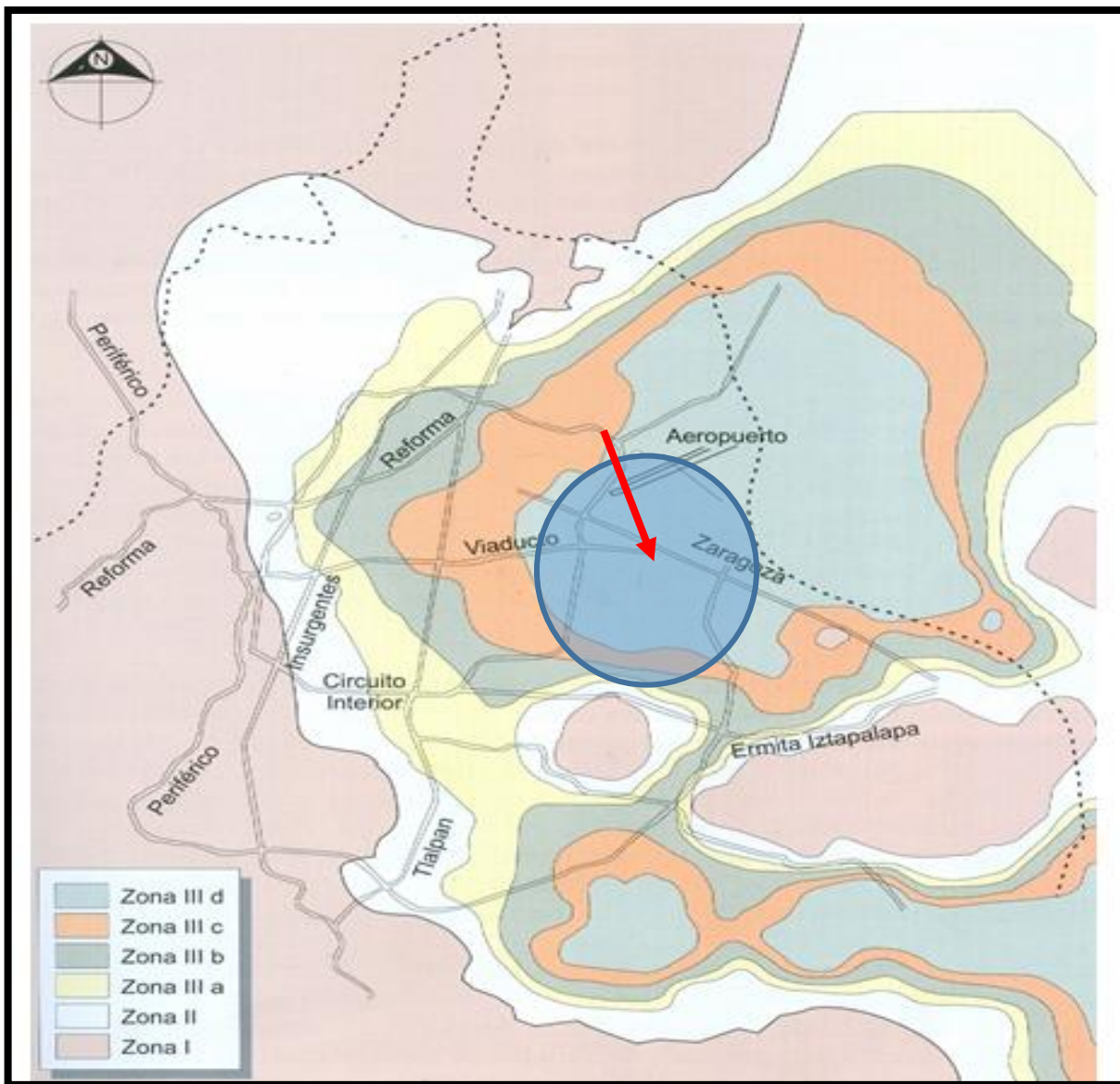


FIGURA 29.- ZONIFICACIÓN SÍSMICA



5.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

5.1.- INCLUSIONES

Las inclusiones son elementos de forma cilíndrica, conectados o no con la estructura, que pueden incluirse en el suelo recurriendo a diferentes técnicas, como la perforación previa con relleno y compactación de materiales granulares dentro de ella (columnas de agregado), o la mezcla de suelo con un material estabilizante formado de cal y cemento (columnas superpuestas mezcladas “in situ”); o bien, la inyección a baja presión (Inyección de compactación) y/o el Jet Grouting.

El empleo de inclusiones en una matriz de suelo proporciona un refuerzo en dicha matriz, incrementando su capacidad de carga y modificando su comportamiento de deformación, casi de la misma manera que el acero refuerza al concreto en elementos reforzados o pretensados. Infortunadamente, aunque puede obtenerse un análisis lo suficientemente exacto de los efectos del refuerzo en elementos de concreto, desde una adaptación de la simple teoría de flexión, la naturaleza del suelo circundante a una inclusión, como un medio continuo, hace mucho más complicado el análisis correspondiente al efecto del refuerzo en el suelo por medio de inclusiones (Poulos y Davis, 1980).

Se requiere un espesor específico de la capa de repartición para transferir la mayor parte de las cargas aplicadas en la superficie hacia las inclusiones. El espesor mínimo requerido de la capa de repartición, t , es estimado con la siguiente ecuación:

$$t = \frac{\tan \beta (s - d)}{2}$$

Donde:

S = es la separación centro a centro de los elementos

d = es el diámetro de los elementos

β = ángulo de arqueado en la capa de repartición con un rango típico entre 45 y 60 °

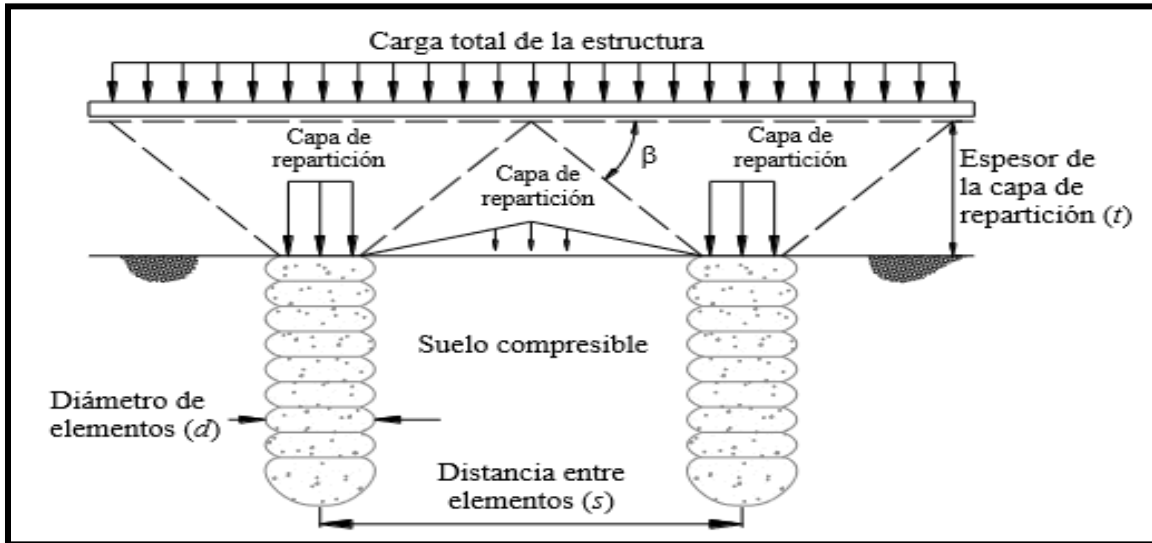


FIGURA 30.-CONFIGURACIÓN ESQUEMÁTICA DEL DISEÑO DE LA CAPA DE REPARTICIÓN DE ARQUEO

5.2.- PILOTES

Los elementos de cimentación profunda más utilizados son los pilotes y las pilas, cuyas características más importantes se describen a continuación:

Los pilotes son elementos esbeltos de cimentación profunda que transmiten al subsuelo las cargas provenientes de una estructura y de la misma cimentación, con el propósito de lograr la estabilidad del conjunto.

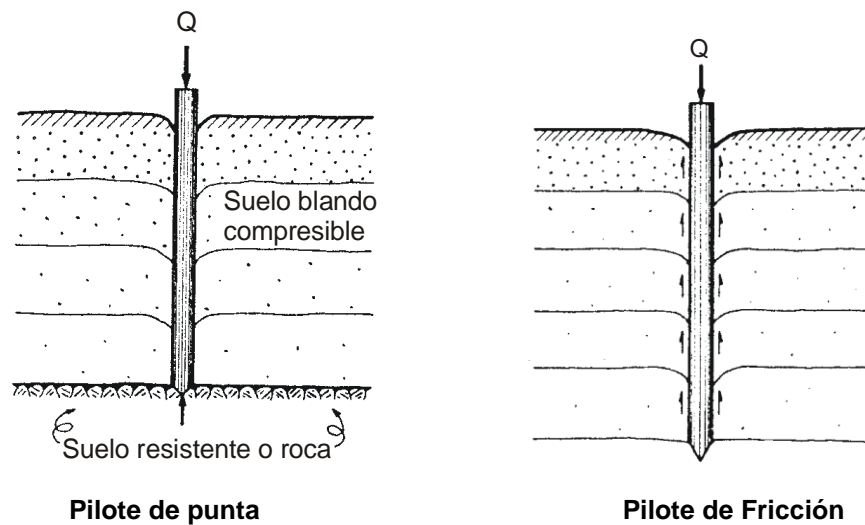


FIGURA 31.- EJEMPLOS DE PILOTES



En la mayoría de los casos, el diseño estructural de un pilote es determinado por los esfuerzos a los que estará sometido durante las maniobras de estiba, izado e hincado, ya que por lo general éstos son mayores a los esfuerzos que se desarrollan en la transmisión de cargas al subsuelo.

5.3.- CONSIDERACIONES GENERALES

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una estructura constituida por dos cuerpos, uno conformado por un sótano, planta baja y un nivel superior, y otro constituido por un sótano y un estacionamiento superficial, estructurados con losas, trabes y columnas de concreto armado. Los niveles de piso terminado contemplados dentro del proyecto arquitectónico son: el sótano se encontrará a -4.0m y es común para los dos cuerpos, la planta baja estará en la cota $+0.00\text{m}$, la planta alta se encuentra en el nivel $+8.50\text{m}$ y la planta de azotea se encontrará a $+20.37\text{m}$. Cabe mencionar que todos los niveles antes mencionados se encuentran referenciados con respecto al nivel de banqueta (Nivel 0.00), en el punto medio del terreno.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Costra superficial de resistencia y compresibilidad media, y espesor medio de 3.5 m .
- 21 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad.
- Nivel de aguas freáticas a 2.60 m de profundidad con respecto al nivel actual de la Tienda Mega Comercial Mexicana.
- Asentamientos de 1.5 cm/año por consolidación regional.

Para las características anteriores deberán revisarse los siguientes aspectos geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto, considerando como primera opción un cajón de cimentación:



- Asentamientos a largo plazo que resulten inferiores a los permitidos por el Reglamento.
- Evaluación de posible falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica.
- Valoración de las tensiones en la losa de cimentación del semisótano de estacionamiento.

5.3.1- CARGAS REFERENTES AL PROYECTO.

Tomando en cuenta las características arquitectónicas donde se proyecta una estructura conformada por un sótano, planta baja y un nivel superior, distribuido de tal manera que en un área aproximadamente de 4432.87 m² solo se tendrá un sótano y un estacionamiento superficial (estructura ligera), y en un área aproximadamente de 6464.01m² se tendrá sótano, planta baja y un nivel superior (estructura pesada), y que estos niveles tendrán un uso de área de ventas y patio constructor donde se alojaran diversos productos con peso considerable, se analizaran en forma separada para conocer el comportamiento que se tendrá por la diferencia de esfuerzos transmitidos al suelo por la diferencia de cargas transmitidas respecto a la bajada de cargas proporcionada.

5.4- PROPUESTA DE IMPLEMENTAR CAJÓN DE CIMENTACIÓN Y PILOTES DE FRICCIÓN

Con base en lo anterior, la solución de cimentación del proyecto será formada por una cimentación mixta conformada por un cajón rígido de cimentación desplantado a -4.30 m de profundidad, y pilotes de fricción desplantados a 24 m de profundidad de sección 50 por 50 cm.

Lo anterior es tomando en cuenta que para la zona más pesada conformada por un sótano, planta baja y un nivel superior, donde el nivel de piso terminado del sótano se tendrá a -4.0 m con respecto al nivel de piso terminado de la Mega, se consideró una losa de 25 cm de espesor y 5 cm de plantilla.



Como el sótano es común en ambas estructuras, y que se tendrá el nivel de piso terminado del sótano a -4.0 m con respecto al nivel de piso terminado de la Mega, será necesario la colocación y construcción de pilotes de fricción, de sección cuadrada de 50 por 50 cm, de 24 m de longitud efectiva, es decir desplantados a 28 m con respecto al nivel cero.

La función de los pilotes serán trabajar a tensión para reducir la sobrecompensación, y la excentricidad en la zona más ligera, donde se tendrá únicamente el sótano y estacionamiento superficial, y para la zona donde se requiere un sótano, planta baja y un nivel superior que es la zona más pesada, los pilotes trabajaran por fricción dado que las condiciones estáticas no se satisfacen.

5.4.1.-ESTADO DE FALLA GENERAL CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN

La capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con cajón de cimentación se determinó aplicando la siguiente expresión (Ref. 6):

$$q_{adm} = \frac{C_{uu} N_c}{F_d} + \gamma D_f$$

Dónde:

q_{adm} = capacidad de carga admisible, ton/m²

C_{uu} = cohesión promedio en la superficie de falla, 4 ton/m²

N_c = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 5.79

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

D_f = profundidad de desplante, 5.5 m

B = ancho promedio del cajón de cimentación, 52.7 m

L = longitud promedio del cajón de cimentación, 131.66 m

γ = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, ton/m³

F_d = factor de diseño estático (3) y dinámico (2.5)

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga preliminar estática y dinámica admisible es 24.07 ton/m² y 28.88 ton/m², respectivamente.



5.4.2- ACCIONES

Las acciones deberán ser proporcionadas por el estructurista para considerarse en los análisis de la cimentación con las siguientes combinaciones:

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyen el peso de la cimentación para la estructura de interés. Estas cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.4 y se considerarán en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyen el peso de la cimentación para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizarán en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyen el peso de la cimentación estarán afectadas por un factor de carga de 1, y se emplearán en el análisis del estado límite de servicio.

5.4.3- ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTÁTICAS

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se realizara considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima estimadas, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\sum Q F_c < R F_R$$



Dónde:

ΣQ = suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

F_c = factor de carga, adimensional e igual a 1.4

R = capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F_R = factor de resistencia, adimensional

5.4.4- ESTADO LÍMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINÁMICAS

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizara de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimientto, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad.

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a_o b \gamma}{F_R c g} \right)$$

Dónde:

W_t : carga total de la estructura en la condición analizada proporcionada,

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

W_c : peso del suelo desplazado para la construcción de la cimentación, en ton, igual a $W_c = (A D_f \gamma)$

F_R : factor de resistencia adimensional, 0.35

A_R : área reducida del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:



$$A_R = (B - 2 e) x$$

Siendo:

B: ancho del cajón de cimentación

L: largo del cajón de cimentación.

e: excentricidad dada por:

$$e = M_s / W_t$$

Dónde:

W_t: peso de la estructura en la condición analizada.

M_s: momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_S = 0.8 (2/3) H_T W_t (C_s/Q)$$

Siendo:

H_T: altura total de la estructura, medida a partir del desplante

C_s: coeficiente de diseño sísmico,

Q: factor de comportamiento sísmico (ductibilidad), 2.

q₁: capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente formula:

$$q_1 = c N_c = 24.02 \text{ ton/m}^2$$

Dónde:

c: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla,

N_c: coeficiente de capacidad de carga,

a_o: aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de construcciones, igual a C_{sis} g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 2, a_o = C_{sis} x 9.81/Q, siendo "g" la aceleración debida a la gravedad.

b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

En la cual:

d: ancho del área reducido del cajón de cimentación



- h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima, $30 \text{ m} \times 1.2 = 36 \text{ m}$
- γ : Peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de
- c: cohesión media del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad B, abajo de él:

$$Wt Fc - Wc < F_R A_R q1 \left(1 - \frac{0.12 Fc a_o b \gamma}{F_R c g} \right)$$

Por lo tanto, la cimentación es estable en condiciones dinámicas

5.4.5.- ESTADO DE FALLA LOCAL CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN

El esfuerzo máximo que resiste el suelo en la esquina de la cimentación sometida a compresión máxima se calculara con la siguiente expresión (Ref.6):

$$q_{\text{amd}} = \frac{2C_{cu} \sqrt{N_\phi}}{FS} + \sigma_{eo} K_o N_\phi$$

Dónde:

q_{amd} = esfuerzo admisible en la orilla, ton/m²

C_{cu} , ϕ_{cu} = parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada - no drenada,

$$N_\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi_{cu} / 2) = 1.2$$

Fs = factor de seguridad, 1.3

K₀ = coeficiente de empuje de tierras en reposo, 0.6

σ_{eo} = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante



5.4.6.- ESFUERZOS INDUCIDOS POR SISMO CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica en un punto de la interfaz suelo-losa se calcularán con la siguiente expresión (Ref. 6):

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm Mv_{sismo} \left[1.0 \frac{d_y}{I_{\min}} + 0.3 \frac{d_x}{I_{\max}} \right]$$

$\Delta\sigma_{sismo}$ = incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m²

Mv_{sismo} = momento de volteo sísmico, 11,266.28 ton-m

$$Mv_{sismo} = 0.8 \left(\frac{2}{3} H_t \right) \left(W_t \frac{C_s}{Q_s} \right)$$

H_t = altura total del proyecto medida desde el desplante,

W_t = cargas de la estructura sin considerar la losa de cimentación, .

C_s = coeficiente sísmico de diseño,

Q_s = factor de comportamiento sísmico, 2

I_{\max} = momentos de inercia principales menor y mayor respecto al centroide de la losa de cimentación

d_y, d_x = distancias perpendiculares a la esquina crítica, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor

5.4.7.- EXPANSIONES ELÁSTICAS

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar a la losa de cimentación, se empleará el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas triaxiales UU y de las pruebas de compresión simple, así como de correlacionar las propiedades índices de los



materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$HD = q \cdot B / E_1 \cdot \{ (1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2u^2) F_2 \}$$

Dónde:

q: descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m².

B: ancho del área descargada, en m

F₁ y F₂: coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.

D: espesor del estrato considerado, en m.

L: longitud del área descargada

E: módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m².

u: relación de Poisson, adimensional.

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = H_{D1} (E_1, u_1) + (H_{D2} (E_2, u_2) - H_{D1} (E_2, u_2)) + \dots \\ + H_{Dn} (E_n, u_n) - H_{Dn-1} (E_n, u_n)$$

5.4.8.- ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

Se estimarán los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo, actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación, y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación y la descarga por la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación.



Además, a los asentamientos antes mencionados se les deberán sumar los asentamientos por recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación requerida para alojar al semisótano y apoyar al cajón de cimentación.

Por lo que se concluye que debido a la magnitud de la carga que la estructura transmitirá al subsuelo, y considerando la compensación que se tendrá por la excavación que alojará al cajón de cimentación la presión transmitida al subsuelo será menor a la preconsolidación que tienen los materiales que subyacen al subsuelo, poco preconsolidados, lo que traerá como consecuencia asentamientos inferiores a los permisibles.

5.4.9- EMPUJES SOBRE LOS MUROS PERIMETRALES DE LOS CAJONES DE CIMENTACIÓN

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

+ La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

+ La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.



+ Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico

+ La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 19, se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales para sobrecargas de 2 ton/m^2 .

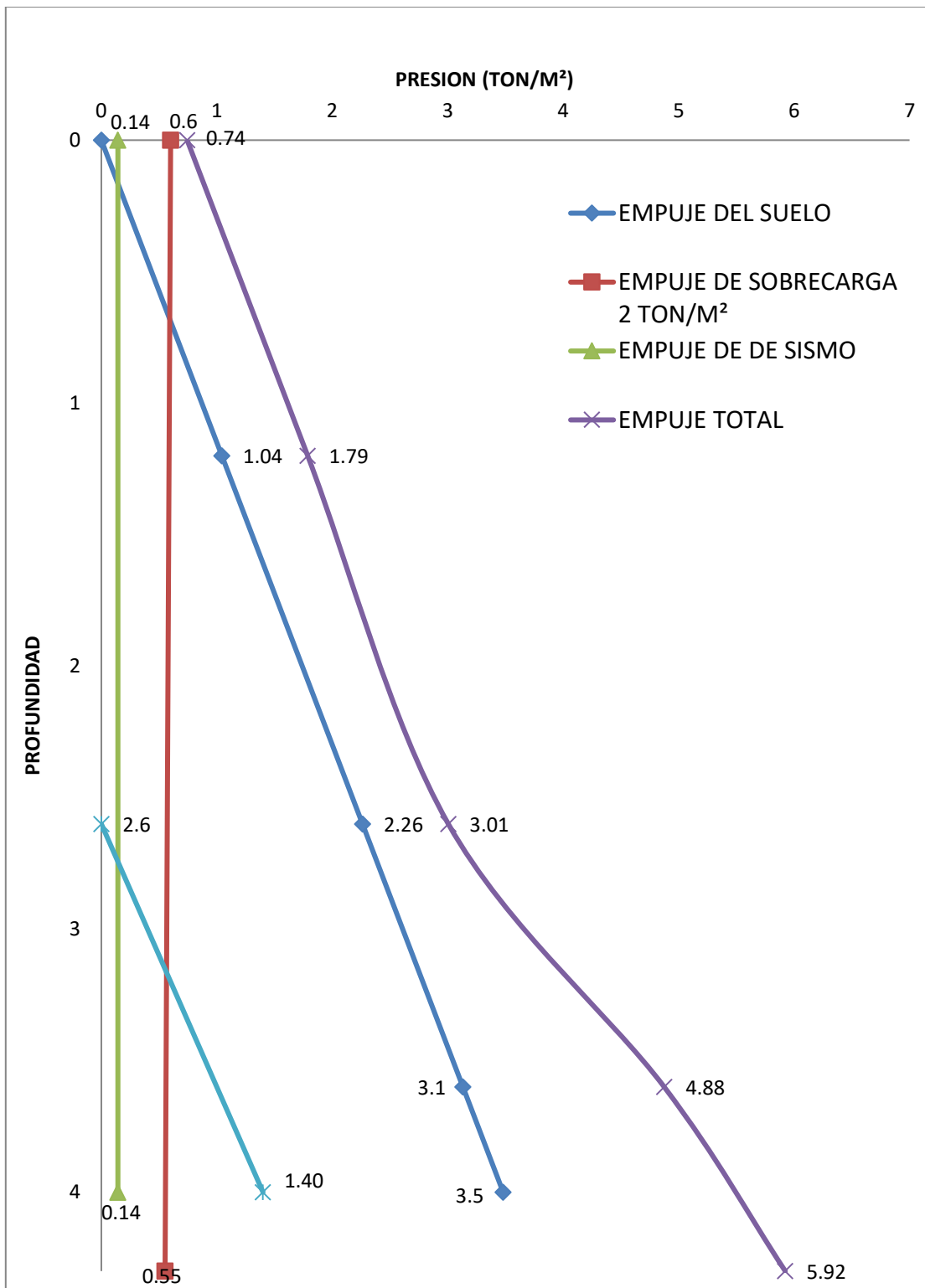


FIGURA 32.- EMPUJES SOBRE MUROS RÍGIDOS (2 Ton/m²)



5.5.- ALTERNATIVA PILOTES DE FRICCIÓN

Diseño geotécnico de pilotes de fricción

Se propone como alternativa: se apoye la estructura en pilotes de fricción colados *in situ* con diámetros variables desplantados a 24 m ó 30 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta; la capacidad de carga se calculó de la siguiente manera:

5.5.1.- CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga admisible de un pilote de fricción Q_{adm} se calcula con la siguiente fórmula (Ref. 6):

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F_D}; Q_u = CpL$$

donde

Q_u = carga última del pilote de fricción

F_D = factor de diseño en condiciones estáticas (1.5) y dinámicas (1.2)

C = cohesión promedio del suelo, en ton/m²

p = perímetro del pilote, en m

L = longitud efectiva del pilote, 20 m.

Mientras que la capacidad de carga a tensión se calcula con la siguiente formula:

$$Q_{a_{TENSION}} = \frac{2}{3} CpL F_R + Wp$$

donde

F_R = es el factor de reducción de la resistencia, adimensional, igual a 0.6.

Wp = peso de la pila, ton.

Reemplazando los valores anteriores, la carga admisible estática y dinámica de un pilote de sección cuadrada, de dimensiones y longitud distintas, recomendando la sección de 50x50 cm, se muestran en la tabla siguiente:



CAPACIDAD DE CARGA PARA PILOTES DE FRICCIÓN							
Diámetro (m)	Perímetro (m)	Área (m ²)	Cohesión (Ton/m ²)	Longitud (m)	Qu (Ton)	Qadm estática (Ton)	Qadm dinámica (Ton)
0.40	1.26	0.13	2.0	24.00	60.32	42.22	50.27
0.45	1.41	0.16	2.0	24.00	67.86	47.50	56.55
0.50	1.57	0.20	2.0	24.00	75.40	52.78	62.83
0.55	1.73	0.24	2.0	24.00	82.94	58.06	69.12

TABLA 3. CAPACIDAD DE CARGA PARA PILOTES DESPLANTADOS A 28.30 m CON UNA LONGITUD EFECTIVA DE 24 m

CAPACIDAD DE CARGA PARA PILOTES DE FRICCIÓN							
B(M)	P(M)	A(M2)	C(TON/M2)	L(M)	Qu(TON/M2)	Qa(CON. EST)	Qa(CON. DIN.)
0.40	1.26	0.13	2.0	30.00	75.40	52.78	62.83
0.45	1.41	0.16	2.0	30.00	84.82	59.38	70.69
0.50	1.57	0.20	2.0	30.00	94.25	65.97	78.54
0.55	1.73	0.24	2.0	30.00	103.67	72.57	86.39

TABLA 4. CAPACIDAD DE CARGA PARA PILOTES DESPLANTADOS A 34.30 m CON UNA LONGITUD EFECTIVA DE 30 m

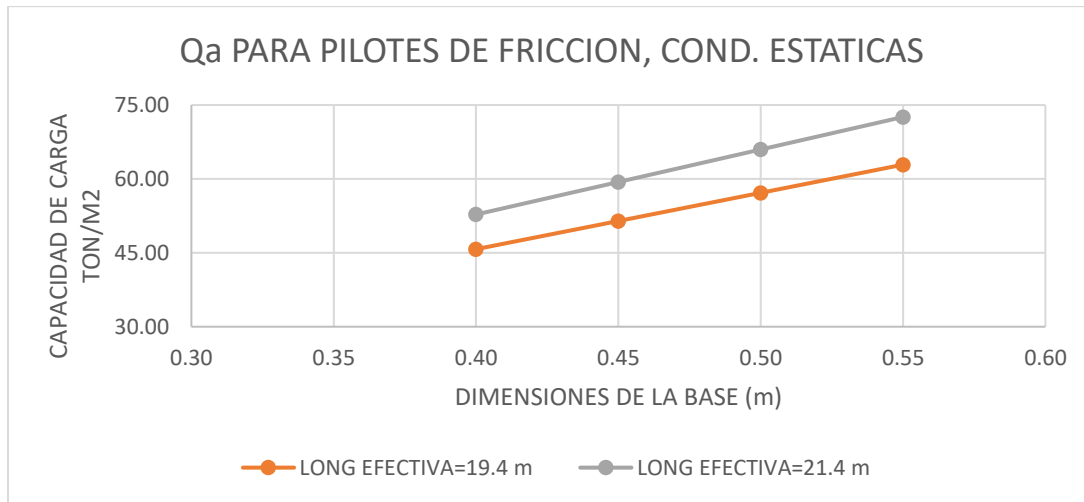


TABLA 5. CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIONES ESTÁTICAS

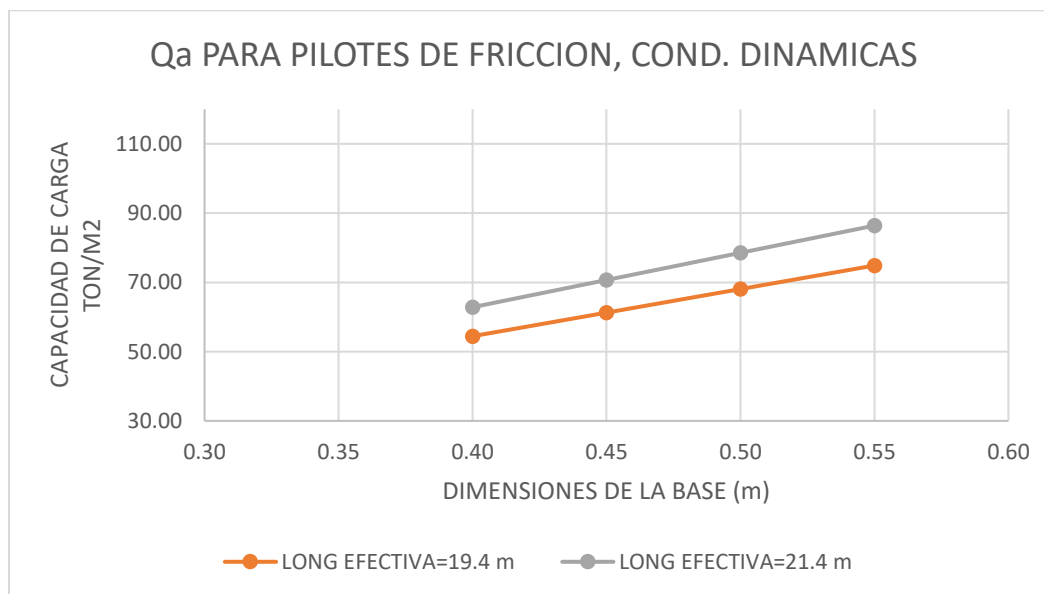


TABLA 6. CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIONES DINÁMICAS

Los pilotes se diseñan para que estáticamente tomen la carga neta y dinámicamente tomen la carga neta más el incremento de carga por sismo. Los pilotes se distribuyen en la planta de cimentación utilizando como guía la concentración de carga. En cada caso se verificará que cada pilote del grupo cumpla las siguientes condiciones.



$$Q_{netatribuaria} \leq Q_{ademestatica}$$
$$Q_{netatribuaria} + \Delta Q_{sismo} \leq Q_{admdinámicaestatica}$$
$$| Q_{netatribuaria} - \Delta Q_{sismo} | \leq Q_{admdinámicaestatica}$$

El incremento de carga por sismo se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma_{sismo} \pm Mv_{sismo} \left(1.0 \frac{dy}{I_{min}} + 0.3 \frac{dx}{I_{max}} \right) A_{columna}$$

Donde:

$\Delta \sigma_{sismo}$ = incremento de carga, ton

Mv_{sismo} = incremento de volteo sísmico, ton-m

dy y dx = distancias perpendiculares al eje de la columna, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor del conjunto de columnas.

I_{max} , I_{min} = momentos de inercia principales menor y mayor respecto al centroide de la losa de cimentación.



6.- PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

Debido a que el cajón tendrá que estar desplantado a una profundidad de -4.3, considerando que se tiene el nivel de piso terminado del sótano a -4.0 m de profundidad y que el nivel freático se tiene a 2.6 m de profundidad respecta al nivel de piso terminado de la Mega considerado para este estudio como la cota topográfica 2239.814, se propone emplear Muro Milán de 50 cm de espesor perimetralmente a una profundidad de 6.80 m considerando 2.50 m de empotramiento. Durante el proceso de excavación será necesario troquelar este muro para evitar desplazamientos.

Cabe mencionar que el cajón de cimentación deberá quedar totalmente hermético para garantizar que durante la vida útil de la estructura el agua freática no se infiltre a través de este.

6.1- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

A continuación, se resume el procedimiento constructivo que deberá realizarse para el proceso de excavación y la construcción del sótano, que posteriormente se explican de una manera más amplia.

- 1.- Inicialmente se realizará un despalme de 80 cm, de tal manera que se retiren los materiales de relleno y las cimentaciones antiguas.
- 2.- Se iniciarán los trabajos para la construcción del Muro Milán
- 3.- Se iniciará el proceso constructivo para los pilotes y de la colocación del sistema de bombeo.
- 4.- De acuerdo a los tiempos que indique el calendario se iniciará el abatimiento del nivel freático mediante el sistema de bombeo.
- 5.- Se procederá a realizar el proceso para la excavación que alojará al sótano, mediante la alternativa que se considere más adecuada.



6.- Se continuará con el proceso constructivo de la estructura siguiendo las recomendaciones de Mecánica de Suelos.

6.1.1.- PROTECCIÓN A COLINDANCIAS

Considerando que se tienen rellenos de mala calidad con espesor máximo de 2.40 m, el nivel freático a 2.60 m de profundidad respecto al nivel de piso terminado de la Mega y que se requiere efectuar una excavación de 4.30 m de profundidad a continuación, se presenta el proceso constructivo que deberá efectuarse.

La excavación se podrá realizar en cinco o más etapas en toda el área cubierta por el terreno, hasta la profundidad máxima (4.30 m) a partir del nivel de piso terminado de la Mega considerado como la cota 0.00 (cota topográfica 2239.814),

Una vez concluida la estructura al nivel de banquetta en la primera etapa, se iniciarán los trabajos correspondientes a la segunda etapa, para proceder a la excavación y colocación de puntales en una sola etapa.

Durante las etapas de excavación, se considerará dejar un talud (1.0:1.0, Horizontal: Vertical), para estabilizar el terreno mientras se implementa el sistema de troquelamiento. Una vez terminada la primera etapa, se procederá a iniciar la segunda etapa de excavación, así con las etapas posteriores, en donde se realizará el retiro del material y se troquelara contra la estructura que se construirá en la etapa anterior.

6.1.2.- PROTECCIÓN A COLINDANCIAS MEDIANTE SISTEMA MURO MILÁN

El Muro Milán es un elemento estructural que puede ser colado en sitio o prefabricado, cuya finalidad es la de contener los empujes del terreno, y mantener la estabilidad de las construcciones aledañas, durante los trabajos de excavación de sótanos (en el caso de edificaciones).



El Muro Milán puede funcionar como elemento estructural de contención de taludes, temporal o permanente de la cimentación, cargando las zonas perimetrales de cualquier edificación; además de que sirve de tablestaca con pocas filtraciones (estas son fáciles de controlar) para trabajos de abatimiento del nivel freático.

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar el sótano utilizando el sistema de muro Milán:

La excavación se podrá realizar en cinco o más etapas en toda el área cubierta por la estructura, hasta alcanzar una profundidad de -4.3 m respecto al nivel de piso terminado de la Mega (cota topográfica 2239.814).

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar rellenos.

El proyecto requiere la construcción un sótano para alojar los cajones de estacionamiento que formaran parte de una estructura constituida por planta baja y un nivel superior, para lo cual se necesita efectuar una excavación mínima a -4.3m de profundidad, y cuya excavación podrá ser resuelta mediante un muro Milán con un espesor de 50 cm, el cual contará con 6.8 m de profundidad respecto al nivel cero (cota topográfica 2239.814).

6.1.2.1.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará el sótano de la estructura, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe troquelado de concreto armado, que se construirá en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.

El muro Milán de 50 cm de espesor alcanzará una profundidad de 6.8 m, para una excavación de -4.3m, con respecto al nivel cero (cota topográfica 2239.814); al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla impermeable que impida el flujo del agua hacia la excavación.



El muro estará constituido por elementos de concreto armado colados in situ y tendrá las siguientes funciones:

- a) Contener los cortes verticales como se establecerá en el procedimiento constructivo de la excavación.
- b) Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.
- c) Reducir el riesgo de falla de fondo por sub-presión.

Para la definición detallada del procedimiento de excavación se hicieron los siguientes análisis:

- Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.
- Falla de fondo por cortante
- Falla de fondo por sub-presión
- Presiones temporales sobre muro Milán y troqueles
- Presiones a largo plazo sobre muros rígidos
- Revisión de la pata en muro Milán
- Abatimiento del nivel freático.

6.1.2.2.- ESTABILIDAD DE TALUDES CONSIDERANDO FALLA POR TRASLACIÓN

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte un talud, ocurre asociada a estratos débiles donde la resistencia al esfuerzo cortante disminuye en forma importante a la resistencia general. La geometría que deberán tener los taludes para ser estables considerando que se conservarán únicamente durante la construcción (corto plazo),

estará gobernada por la longitud de superficie resistente necesaria en cada uno de los estratos que componen el talud para soportar los empujes actuantes debidos a la acción integrada del empuje de tierras activo, el empuje generado por la acción de una sobrecarga de 2.0 ton/m^2 actuando sobre la corona del talud y el empuje de agua.



El empuje activo se calculó aplicando la teoría de Rankine con un valor del coeficiente de presión de tierras de 0.3.

La geometría que deberían adoptar los taludes sin retención y para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.5, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 1.0:1.0 (horizontal: vertical), por lo cual se requiere una excavación con taludes verticales retenidos por un Muro Milán.

6.1.2.3.- REVISIÓN POR FALLA DE EMPOTRAMIENTO EN MURO MILÁN

La falla por empotramiento del Muro Milán se produce cuando la pata del Muro se desliza al vencerse la resistencia del suelo frente a la ataguía. Considerando que el nivel del troquel se encuentre colocado a 2.4 m de profundidad por arriba del nivel de máxima excavación, en esa etapa de excavación se genera una articulación plástica.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 3.5 ton/m^2 , que la punta del Muro Milán quedará a 6.8m de profundidad con respecto al nivel cero, que la excavación tendrá 4.3 de profundidad en el perímetro y despreciando el momento flexionante del Muro Milán, se obtuvo un factor de seguridad de 2.40 que es admisible.

6.1.2.4.- ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

Dado que en el sitio de estudio se detectó nivel freático a 2.5 m, con respecto al nivel de piso terminado de la Mega (cota topográfica 2239.814), y que la excavación quedará confinada por el Muro Milán, el agua que se infiltrará hacia ella y que se filtre a través de

las juntas entre los módulos del muro Milán, se reducirá inyectando una mezcla de arena fina-bentonita-cemento, introduciendo un tubo hasta la parte inferior del Muro.



El agua que se filtre a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo profundo y de achique, este último se efectuará conduciéndola a través de drenes superficiales hacia los pozos profundos, de donde será bombeada al exterior; una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se tenderá una cama de grava de 10cm de espesor, y se mantendrá el bombeo hasta la construcción de la losa del segundo nivel superior cuando menos.

6.1.2. 5.- TRABAJOS PREVIOS AL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Para retirar los rellenos en toda el área que ocupará la estructura, se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m con respecto al nivel de piso terminado de la Mega.

**Primeramente se construirá el Muro Milán, y posteriormente se realizara la colocación del sistema de bombeo.*

Una vez excavados los primeros 0.80 m antes mencionados se procederá a revisar el estado de las cimentaciones de las construcciones colindantes, pero se recomienda que deberán rehabilitarse en caso necesario, mediante la aplicación de un mortero de cemento que garantice el buen comportamiento de la cimentación vecina durante los trabajos por ejecutar. De igual manera se recomienda proteger los muros de las colindancias que lo requieran con un mortero de cemento o bien se puede colocar un concreto lanzado que le de rigidez a los muros colindantes durante el proceso de construcción del Muro Milán.

6.1.2. 6.- SECUENCIA DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo para la construcción del muro Milán que se recomienda, deberá realizarse será la siguiente manera:

- Colocación de un tapial e instrumentación en todo el perímetro.



- Construcción de un muro Milán perimetral de 50 cm de espesor, con sus respectivos brocales.
- Inicio del sistema de bombeo 2 semanas antes de la excavación y construcción de la cimentación profunda.

Previo a la excavación de la primera etapa, deberá instalarse y operar el sistema de bombeo, así como construir el muro Milán, y efectuar un despalme mínimo de 0.80 m adicional en toda el área del predio por excavar, una vez que sea colado el muro faldón o trabe corona

Se procederá a excavar la etapa 1 hasta una profundidad de 2.5 m, el cual considera 20 cm por debajo del primer nivel de troqueles, con respecto al nivel de banqueta.

Cada puntal se colocará con una precarga de 35 ton mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica de 50 ton, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada.

En el Muro Milán se pueden dejar los armados de traveses y columnas embebidas en el mismo, protegido con poliestireno, para posteriormente desdoblar y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona, para unir con las propias traveses de la estructura a nivel sótano.

6.2.- PROCESO CONSTRUCTIVO DEL MURO MILÁN

6.2.1.- CONSTRUCCIÓN DEL BROCAL GUÍA PARA EQUIPO GUIADO

El brocal es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja previamente hecha, cuya construcción puede ser hecha por maquinaria, siendo recomendable que se haga por



medios manuales con el objeto de detectar posibles interferencias e instalaciones como son: cableado de teléfono, energía eléctrica, líneas de gas, drenaje, agua potable, etc.

El objetivo de la construcción del brocal, es proporcionar una guía que garantice la posición y verticalidad correcta del equipo guiado, durante el proceso de excavación de una de las posiciones que requiera el muro Milán, además lo anterior sirve para contener el terreno de la parte superficial, ya que durante los movimientos de la maquinaria y camiones, pueden ocurrir derrumbes.

El trazo es de vital importancia en el procedimiento constructivo ya que de este dependerá la correcta ubicación y el número de tableros por construir.

- a) Se realizará la excavación de la zanja, para muros Milán de espesor de 0.50 m, las dimensiones del brocal son 1.50 m de profundidad por 0.80 m de ancho, la profundidad puede variar según se requiera.
- b) Se procede al armado, cimbrado y colado de las partes que conforman el brocal, siendo estas: el alerón de banquetta (fijado al pavimento o terreno firme por medio de varillas a buena profundidad que garantice su inmovilidad).

6.2.2.- EXCAVACIÓN DEL TABLERO

La excavación se inicia una vez terminada la construcción del brocal y cuando el concreto ha alcanzado su madurez, se debe de contar con una secuencia de trabajo progresiva, ya

programada de antemano, los tableros comúnmente se dimensionan con 0.50 m de espesor, longitudes entre 6.0 y 7.5 m, y una profundidad de 6.8 m, el largo mínimo que



puede tener un tablero está determinado por la apertura de las quijadas de la almeja (2.50 m).

Definido el tablero a construir, se procede a realizar la excavación de las zanjas hasta el nivel de desplante según el proyecto, debiendo usar una lechada bentonítica para garantizar la estabilidad de las paredes, manteniendo el nivel constante, el cual debe ser menor a 1.0 m por debajo del borde superior de los brocales.

El uso de bentonita en la construcción del muro Milán otorga un grado de mayor seguridad y es conveniente procurar su utilización, a continuación se dan una serie de recomendaciones para la excavación:

- a) Es necesario señalar la secuencia conveniente de construcción de los tableros, para la fácil identificación, por lo que es necesario usar un plano que incluya la ubicación o despiece de todos los tableros por construir, y asignándoles un número progresivo de ejecución, en el alerón del brocal se marca la numeración de los muros, esta técnica acarrea como beneficio el conservar un orden en el habilitado y armado de las parrillas por su uso secuencial. e identificar a los tableros con posibles fallas en el procedimiento constructivo y, finalmente mantener una correcta secuencia de trabajo.
- b) Marcar el brocal las posiciones de la grúa (eje de la máquina) con el objeto de asegurar la extracción total de material, iniciando en los extremos del muro para finalizar en el centro del muro.
- c) Al señalar las posiciones de la draga o grúa, deberá inclinarse en la longitud del muro el ancho correspondiente a las juntas metálicas que se colocan para soportar la banda de PVC.
- d) Colocar la máquina sobre el terreno firme, debiendo quedar sensiblemente horizontal lo más posible, para ayudar a conservar la verticalidad del equipo guiado. Si el terreno no



ofrece las condiciones para que el equipo quede a plomo, se procederá a la compensación del desnivel, rellenando la parte que produce el desnivel.

e) Colocar tapones de madera en los extremos del muro por excavar, sellados con materia local, para evitar la fuga de la lechada bentonítica durante el proceso de excavación y colado del muro.

f) Checar constantemente el plomo del equipo guiado, para garantizar durante todo el proceso de excavación, que las paredes queden verticales.

g) Para evitar las deformaciones del equipo es necesario, impedir el golpe brusco de este sobre el terreno, logrando con esto eliminar los desprendimientos del propio terreno.

h) Mantener una constante vigilancia en el funcionamiento del equipo, para lo cual es necesario revisar mangueras cables y poleas principalmente.

i) Es recomendable la limpieza de la almeja en cada una de sus salidas de la zanja para aprovechar a su máxima capacidad el volumen de extracción del material.

j) Con el propósito de garantizar la profundidad de desplante del muro Milán, se marcara en el Kelly del equipo, la medida necesaria, haciéndole chequeo constante mediante el uso de una sonda referida al nivel de la superficie del alero.

k) Una vez terminada la excavación, es recomendable realizar un nuevo sondeo de la excavación terminada mediante el uso mismo de la almeja, ubicada en el nivel de desplante del muro, en cada una de las tres posiciones.

l) Es recomendable mantener una constante limpieza en el área de trabajo para evitar accidentes.



m) Para tener un mejor aprovechamiento del equipo, la secuencia de construcción de los tableros se efectuara de manera alternada, es decir, se construirán un tablero y se dejará un tablero intermedio sin construir, se procede a construir el tablero siguiente, así sucesivamente. Los tableros que se dejaron sin construir serán terminados de regreso, quedando intermedios entre muros con el concreto ya resistente.

n) Es importante evitar trabajos y movimientos innecesarios de la maquinaria y equipo durante los trabajos, es decir procurar respetar en lo posible el plan de trabajo ya programado para evitar daños en los mismos y con esto no generar tiempos perdidos.

o) En caso de fugas de la lechada bentonítica en la excavación, como consecuencias de grietas en el terreno, presencia de lentes de arena, instalaciones municipales no detectadas, etc., se procede de la siguiente manera:

I.- Si la excavación se encuentra en la primera posición, es conveniente retirar el equipo y rellenar de inmediato con material local, e informar a la supervisión para consultar al proyectista y dar una pronta solución al problema.

II.- Si la excavación se encuentra en segunda o tercera posición, se recomienda acelerar la excavación para de inmediato colar.

Sin caídos

La estabilización de las paredes de una zanja excavada o excavación, depende de la misma cohesión de los suelos en que se realizan los trabajos, la profundidad de la misma y del empuje hidrostático del fluido que llena dicha perforación, si el lodo espontáneo es suficiente para estabilizar la excavación se prosigue con los trabajos; de no suceder esto y se detecten derrumbes se procederá a la colocación de lechada bentonítica sódicos o cálcicos con menos de 3.5% de arena.



Con caídos

El efecto de los caídos durante las perforaciones debe a la presencia de una capa de suelo inestable. Cuando el agregado de agua para producir lodo espontáneo no es suficiente para detener los derrumbes, ni el vaciado de lodo bentonítico; se utilizan productos estabilizantes alternativos; como es el caso de la barita que aumenta la densidad del lodo (lodo pesado) y logra estabilizar la perforación; existen otros productos como: el gel a base de polímeros mezclas de aceites con polímeros o arcillas atapulgitas (se usa en aguas de alta concentración salina).

Es necesario tener en cuenta el análisis de las fuerzas que actúan durante la construcción, así como el correcto uso de un coeficiente de seguridad, esto para tener una idea más clara del tipo de terreno que se va a trabajar.

Factores de seguridad en función de la profundidad

Profundidad de la excavación (m)	Factor de seguridad	
	Con agua	Con lodo
2.00	5.30	5.41
4.00	2.98	3.06
6.35	2.17	2.31

Esta tabla es aplicable en la ciudad de México y con arcillas que tengan una cohesión por lo menos de 3 ton/m² o más.

6.2.3.- COLOCACIÓN DE JUNTAS

Maniobra del lanzado de juntas. Una vez alcanzado el nivel de desplante según proyecto, se procede a colocar en los extremos de la perforación abierta, las juntas de colado, las cuales son elementos metálicos huecos de forma trapezoidal, abiertos en su parte baja



(para facilitar su colocación y evitar que floten), en cuya cara frontal lleve una ranura donde se aloja una banda de P.V.C, que quedara ahogada en el muro colado. La punta inferior debe de quedar clavada en el fondo de la perforación, por lo que debe tener la forma tipo “espada”, para evitar movimientos durante las maniobras del lanzado del armado y hacer que la junta de P.V.C. se caiga o mueva de lugar.

Estas juntas funcionan como cimbra tapón para contener el concreto del muro que se va a colar y darle la forma machihembrada al muro, que a su vez protege la banda P.V.C. en la excavación del muro complementario. Cabe mencionar que entre dos muros colados con estas juntas se construye un muro complementario, pero ya sin estas, debido a que las paredes de los muros ya existentes funcionan como cimbra y como la banda de PVC fijada. El motivo de poner bandas PVC es sellar las juntas frías que se generan entre los muros durante su construcción, y para su colocación se utilizan grúas de pluma rígida o telescópica comúnmente llamadas máquinas nodrizas. A continuación se dan una serie de recomendaciones para este trabajo:

- 1) Es necesario verificar la verticalidad de las juntas al ser introducidas, éstas siempre deben de estar a plomo.
- 2) La cara de la junta que quede en contacto con el concreto, debe de aplicársele una película de grasa para chasis o cualquier desmóldante de marca, para evitar la adherencia innecesaria con el concreto y de esta manera facilitar la su extracción.
- 3) La banda de PVC debe de quedar completamente fijada en la ranura de la junta, esto se logra retacando el espacio anular entre la ranura y la banda, con estopa alquitranada que es completamente antiadherente y a su vez evita el paso de la lechada del concreto a la ranura.
- 4) La banda de PVC nunca debe de ser perforada para su fijación o cualquier otro motivo, dado que si esto se hace no se cumpliría la finalidad que tiene dicha junta, que es evitar el



paso del agua freática a través de la junta constructiva que se crea por la construcción de los muros de manera independiente.

5) Al retirar las juntas es menester la limpieza de estas y de todo el equipo utilizado. Con esto se prolonga su vida útil y buena conservación.

6.2.4.- COLOCACIÓN DEL ARMADO

Maniobra del lanzado del armado, estando las juntas en su posición correcta (en caso de muros que lleven), se procederá a la colocación del acero de refuerzo o parrilla de refuerzo como se le conoce, ésta maniobra también la realiza una grúa nodriza, a continuación se dan una serie de recomendaciones para los trabajos del lanzado del armado:

- a) Se debe programar con detalle, la secuencia de construcción de los tableros, y por consiguiente el armado de las parrillas correspondientes. El armado de las parrillas siempre debe de estar adelantado respecto a la excavación y no tener tiempos muertos por esto.
- b) Debido a que el armado de la parrilla de acero no es simétrico en ambas caras, es necesario al finalizar el armado, identificar perfectamente ambas caras para su correcta colocación.
- c) Es necesario realizar una constante revisión de soldadura, en tensores y orejas de izaje. Es necesario contar con soldadores calificados para este importante trabajo.
- d) Es elemental contar con el número suficiente de estrobos con la medida adecuada, balancín de izaje para el armado no sufra deformaciones indeseadas o ruptura de la soldadura durante el levante y lanzado.



e) Es importante fijar correctamente la parrilla de armado, ya que esta no debe quedar asentada en el fondo, es decir debe de quedar suspendida en el nivel correcto, con esto se evita que descanse en el fondo o que flote el armado durante el colado, deberá anclarse al brocal colocando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente coladas en el brocal que impidan los movimientos ya mencionados.

f) Es requisito la colocación de roles de concreto en la distribución correcta y el número exacto (en ambas caras y fijados con pedacería de varilla), para un buen desplazamiento de la parrilla a lo largo de la excavación, estos también sirven de separadores, evitando que el acero quede sin recubrimiento de concreto y sea atacado por los agentes corrosivos de las sales minerales presentes en el agua freática, para que los roles funcionen las paredes de la excavación deben ser suficientemente resistentes, para que los roles giren sin hundirse para garantizar el centrado correcto se pueden utilizar roles más grandes o en su caso utilizar centradores de P.T.R , que serán retirados una vez terminado el colado o antes de ser posible.

g) Durante el anclaje de las parrillas, es necesario etiquetarlas para no perder la programación establecida y su secuencia de uso, es frecuente utilizar un armado en una perforación que no le correspondía, siendo el armado más chico que esta y generando el problema de tener un armado grande de sobra.

6.2.5.- COLADO DEL ELEMENTO

Una vez que la parrilla ha sido colocada, centrada y nivelada en su posición correcta, se procede al colado, este se realiza por el método Tremie descrito en la construcción de pilas y para no ser reiterativos, solo se dará una secuencia resumida de dicho procedimiento y las recomendaciones:



a) Colado con tubo Tremie. Siempre el colado de los muros Milán se realiza por el método Tremie, debido a que se realizan bajo lechada bentonítica, siendo los siguientes puntos a cuidar:

- 1.- El diámetro de la tubería debe ser entre 20 y 30 cm (8 y 12 pulgadas).
- 2.- La longitud de los tramos de tubería será de 3 m como máximo.
- 3.- La tubería debe ser lisa por dentro y por fuera, para que el concreto fluya libremente y evitar atoramientos en el armado.
- 4.- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas, es decir no se permitirá que la lechada bentonítica penetre a través de ellas.
- 5.- Las cuerdas de cada tramo de tubería deben de estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado, son recomendables las cuerdas de listón o trapezoidales.
- 6.- Debe emplearse dos líneas de colado para cada tablero de muro Milán, cuya longitud sea, tal que el extremo inferior quede a una distancia no mayor de 30 cm del fondo de la zanja.
- 7.- Antes de iniciar el colado se colocara un tapón deslizante (diablo) dentro de cada línea de colado que puede ser una pelota de vinil, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con la lechada bentonítica al inicio del colado.
- 8.- El extremo inferior de las líneas de colado permanecerán ahogadas en el concreto cuando menos 1.50 m (5 o 6 diámetros, dependiendo del que se use).
- 9.- El concreto debe tener agregado máximo de 19 mm (3/4") y un revenimiento de 18 ± 2 cm.
- 10.- El colado deberá de realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongada que provoque taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

6.2.6.- RECOMENDACIONES PARA EL COLADO

- 1.- Siempre se debe de contar con suficientes balones de látex o diablos de reserva y para colados nocturnos, de no contar con esto se puede artificial una bola de papel (costales de cemento o bentonita que es muy resistente).
- 2.- En medida que el concreto es vaciado el nivel de éste en la excavación aumenta y esto provoca que el concreto se desplace con dificultad, por lo que es necesario recortar



tubería, esto debe de realizarse con las debidas precauciones y teniendo cuidado de no sacar la parte inferior de la tubería del concreto ya que esto provocaría que el concreto se contamine.

3.- Si teniendo la longitud de tubería mínima y el concreto no fluye, es necesario provocar una serie de movimientos repetidos y verticales de arriba hacia abajo o “chaqueteo”, este se realiza por medio de la maquina nodriza, pero también puede ser efectuando por un malacate, esta maniobra evita también que la tubería quede atrapada en el concreto.

4.- El vaciado del concreto debe de realizarse de manera alterna y pausada, entre las dos líneas de colado, para mantener una distribución uniforme del concreto y evitar taponamientos durante el colado.

5.- Es necesario contar con una bomba de lodos activa durante el colado, ya que al ser depositado el concreto éste desplaza al agua o lodo hacia fuera de la zanja por arriba del brocal regándose y provocando incomodidades durante los trabajos.

6.- Es necesario llevar un control del colado, midiendo en forma permanente la variación del nivel de la superficie del concreto a lo largo del tablero y anotarlo en un registro apropiado, esto permite asegurar un llenado homogéneo a los niveles de proyecto y a su vez el retiro oportuno de los tramos de tubería.

7.- Para verificar los niveles de excavación y vaciado de concreto en un muro, es conveniente usar sondas con “buzo”, esto es un alambre con un trozo de placa en el extremo que sirve de lastre.

8.- Al término del colado es necesario mover las juntas de colado, esto puede hacerse ya iniciado el primer fraguado (fraguado inicial) en el lapso de la primera hora. Se recomienda obtener testigos del concreto vaciado para saber cuándo el concreto empieza



a fraguar y efectuar los movimientos de despegue de las juntas metálicas, es importante contar con varios pares de juntas, por si se da el caso que algunas se queden pegadas y su recuperación tenga que realizarse tiempo después, cuando se realice la excavación del tablero intermedio (el que no requiere de juntas metálicas)

6.3.- SISTEMA DE RETENCIÓN

Se recomienda el sistema de Muro Milán, y debe considerarse lo siguiente:

- Construcción de brocales de 15 cm a ambos lados de lo que será el Muro Milán, y que servirá de guía; como especificación es necesario que la profundidad mínima de los brocales sea de 1.50 m.
-
- Los Muros Milán serán de 50 cm de espesor, con módulos variables entre 2.5 y 7.08 m, desplantados a 6.80 m, y que las barbas de acero en la parte superior sobresalgan del brocal por lo menos 50 cm.
- La almeja de excavación tienen una abertura hasta de 2.50 m, se excavarán las partes extremas del módulo de ataque y posteriormente la franja central del módulo atacado.
- Conforme se excave se irá vaciando lodo bentónico con el fin de mantener la estabilidad de las paredes de la excavación.
- El espacio perdido por Muro Milán será de 15 cm de brocal + 50 cm de Muro Milán resultando 80 cm, por lo que se puede eliminar el Muro de sótano, únicamente habrá que considerar que se requerirá amartelinar y aplanar la superficie expuesta del Muro Milán para proporcionarle una apariencia adecuada, o bien podrá adaptarse una cimbra para dejar una superficie lo más uniforme posible.

- Las juntas del Muro Milán serán entre 2.5 y 7.08 m y su tratamiento se efectuará mediante un tubo de diámetro igual al espesor del muro.

- Con este sistema se tendrán pequeñas fugas al que se le dará un tratamiento adecuado tomando en cuenta que el NAF se encuentra a 2.60 m, con respecto al nivel de piso terminado de la Mega (cota topográfica 2239.814).

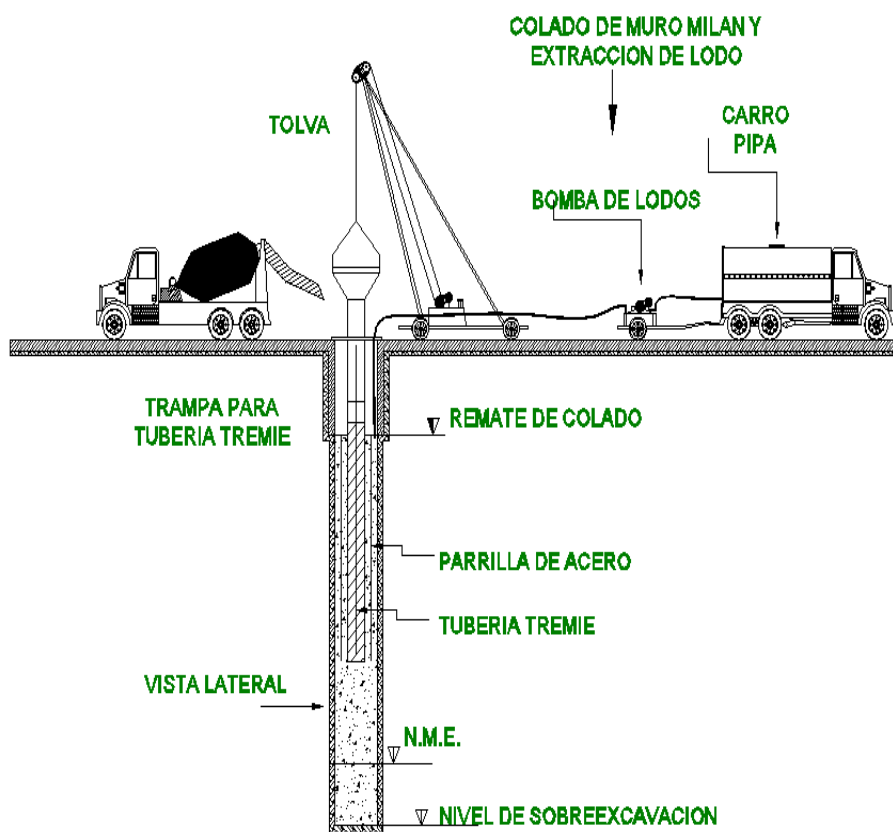


FIGURA 32.- COLADO DE MURO MILÁN.

Ventajas

- Menor vibración provocada por los equipos al subsuelo
- Requiere menos troquelamiento
- Tratamiento de fugas con inyecciones.
- Se recomienda utilizar troqueles metálicos de 15" de diámetro con precarga.



Desventajas

- Se dificulta el anclaje de traveses y losas en sótano y cimentación.
- La apariencia no es perfecta.
- Manejo de lodos bentoníticos.

En el Muro Milán se pueden dejar los armados de traveses y columnas embebidas en el mismo, protegido con poliestireno para posteriormente desdoblar y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona.

6.4.- PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DE MURO MILÁN.

La secuela constructiva recomendada es la siguiente: 1) construcción de brocales guía; 2) excavación de tableros; 3) estabilización de la perforación con lodo bentonítico; 4) colocación de armaduras; 5) juntas con tubos metálicos; y 6) colado del muro con tubería Tremie.

6.4.1.- MUROS GUÍA (PRE TRINCHERA) O BROCALES.

Se recomienda construir un brocal de una altura de 1.5 m y de un ancho de 0.80 m. Algunas de las funciones que tiene la construcción de los elementos son las siguientes:

- Permite marcados y nivelaciones.
- Sirve de apoyo para las maniobras (tubo de junta, armaduras).
- Sirve de reserva de lodo al principio de la perforación.
- Asegura la estabilidad del suelo en superficie.
- Sirve de guía a los equipos de excavación.

6.4.2 FLUIDO PARA EXCAVACIÓN (LODO BENTONÍTICO).

Será necesario implementar en obra una planta de lodos o un proveedor que suministre el volumen mínimo por tablero. El lodo bentonítico será reciclable, después del colado del muro se hará pasar por una planta desarenadora previamente instalada. El volumen recuperado será aproximadamente del 60% que podrá usarse en el muro subsecuente.



Otra opción es que durante el colado del muro se tengan pipas de la capacidad suficiente para acarrear fuera de la obra el lodo extraído durante el proceso de colado. Para la elaboración del lodo, se deberá contar con una toma de agua que aporte un gasto mínimo del volumen de cada tablero; o en su defecto suministrar agua tratada en pipas.

Lodos de polímeros: Sirven como fluidos estabilizadores de la excavación con algunas ventajas sobre los lodos con bentonita; químicamente se trata de polímeros orgánicos de poliacrilamida que forman moléculas grandes en cadena constituidas por un mismo grupo de partículas o moléculas del mismo material; al mezclarse con agua obtiene rápidamente cualidades estabilizadoras por su habilidad aniónica, con un peso volumétrico de 1.04t/m³. Los fabricantes de este tipo de productos manifiestan que fácilmente pueden alcanzar una viscosidad Marsh de 40 segundos cuando el agua tiene un PH variable entre 8 y 10.

También mencionan como ventajas que es fácil de transportar, en general 20 litros de polímero sustituyen una tonelada métrica de bentonita. Es interesante aclarar que estos lodos no forman costra en la pared de la excavación ya que el polímero se infiltra y une las partículas por atracción iónica. La densidad de este tipo de lodos se puede incrementar agregándole sulfato de bario y bentonita cálcica o sódica.

Los fabricantes de polímeros los presentan con distintas propiedades, algunos como producto biodegradable y no contaminante que permite formar un lodo que facilita realizar una obra con gran limpieza y puede ser desalojado directamente al drenaje público sin contaminarlo.

Nombre	Dosificación	Aditivo recomendable
Super Mud	1.25 lt para 1m ³ de agua	Bicarbonato de sodio
Federal Summit FSF 2000	-----	Sal de cloruro de potasio
Drill Mate	3 kg para 1 m ³ de agua	-----

Tabla 7.- POLÍMEROS USUALES EN MÉXICO



6.4.3.- SELECCIÓN DEL EQUIPO DE PERFORACIÓN.

De conformidad con la profundidad de las zanjas y las características del suelo, se define cual es el equipo más adecuado para la excavación. En nuestro caso se recomienda utilizar una almeja hidráulica guiada. Esta máquina consta de una almeja operada hidráulicamente fijada a una barra metálica deslizante llamada Kelly que sirve de guía y control de la verticalidad del sistema.

Estos equipos van montados sobre dragas de 45 o más toneladas de capacidad y puedan alcanzar profundidades del orden de los 30 m; la cantidad de camiones de volteo deben ser suficientes para sacar fuera de obra el material producto de la excavación.

6.4.4.- PERFORACIÓN O EXCAVACIÓN DE ZANJAS.

Desde inicio de la excavación debe inyectarse lodo para evitar la socavación de la boca de la trinchera. Al sacar la herramienta con suelo, debe evitarse la caída de detritus y dejar escurrir el lodo sobrante en la zanja. Otro aspecto importante durante la excavación de la trinchera es cuidar la verticalidad de la herramienta de excavación, evitando desviaciones o inclinaciones en la trinchera, garantizando la verticalidad del muro.

No se debe dejar la trinchera totalmente excavada y estabilizada por mucho tiempo, no más de 24 hrs., antes de colar el muro. Se recomienda que la excavación se realice como sigue: primero se excavan las porciones laterales y finalmente la central, con el propósito de lograr simetría y conservar la verticalidad.

6.4.5.- COLOCACIÓN DEL ARMADO.

Los aceros especiales y verticales deben dejar entre sí un espacio libre de 10 a 15 cm para el paso del concreto. Con objeto de garantizar una buena envoltura lateral, las armaduras tienen un ancho inferior al de la pared en unos 10 cm aproximadamente. Son necesarios



centradores (rodillos o patines) y elementos de izado (asas, rigidizadores) para manipular y posicionar la armadura. Una vez colocada la parrilla se debe amarrar al brocal por medio de unas orejas, para evitar su flotación durante el colado.

6.4.6- MANIOBRAS DE IZAJE:

Esta maniobra es muy importante en el proceso de construcción de muro Milán y debe realizarse tratando de evitar la deformación de la parrilla de acero. Debe contarse con un balancín, que sujete al armado en varios puntos a la vez. Con este aditamento será introducido en la zanja cuidando que no quede asentada en el fondo de ella, es decir, debe mantenerse suspendida en el nivel correcto. Para evitar el efecto de flotación del esfuerzo que frecuentemente se presenta durante el proceso de colado, deberá anclarse al brocal colando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente colocadas en el brocal, que impida el movimiento ascendente del armado.

6.4.7.- CENTRADO DEL ACERO DE REFUERZO.

En este caso es recomendable el uso de centradores tubulares (patines) hechos con base de perfiles PTR de 4" x 3". Se colocaran en la zanja apoyados en el brocal antes de proceder a instalar el armado y serán extraídos al momento de terminar el colado o antes si este se ha retrasado por algún imprevisto y ya se ha iniciado el fraguado del primer concreto vaciado.

Terminada la excavación del primer tramo se introducen los tubos junta, de sección circular o trapecial, ligeramente inferior al ancho de la excavación. Llevada la excavación hasta su máxima profundidad de proyecto se colocarán las juntas metálicas; una por cada extremo que delimitan la longitud del muro, el largo de la junta será como mínimo 1.0 m mayor a la profundidad de desplante del muro; estos elementos tienen la función de formar el machimbre entre muros.



Para el manejo de estas piezas se utilizara una grúa con pluma. En la extracción de estas piezas se puede utilizar el mismo tipo de equipo pero además con patesca.

Se hace el colado con una tubería Tremie (columna de vaciado o trompa) bajo agua o lodo. La operación de vaciado no debe ser interrumpida: debe hacerse en una sola operación.

Se tardara a menudo el fraguado del concreto (en 10 horas como máximo) y se usan cadencias elevadas (hasta 50 m³/h de rendimiento). Más allá de 5 a 6 m de abertura, el concreto tiene poca fluidez horizontalmente y deben preverse 2 columnas.

El tubo debe llegar hasta 20 o 30 cm arriba del fondo de la excavación, para vaciar la primera carga de concreto, antes de realizar el primer vaciado debe colocarse un tapón (pelota) en el interior del tubo para que se empujado por el concreto, desaloje el lodo y sirva como seguro para evitar la penetración del lodo.

A continuación se mencionan algunos puntos importantes de este procedimiento:

- El diámetro de la tubería debe ser entre 8" a 12" y su longitud será de 3 m como máximo. Deberá ser lisa por dentro y por fuera para que el concreto fluya libremente y evitar atoramiento en el armado.
- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas, no se permitirá que el lodo o agua penetre a través de ellas. Las cuerdas de cada tramo de tubería deben estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado. Son recomendables las cuerdas de listón o trapezoidales.
- Antes de iniciar el colado se colocara un tapón deslizante dentro de cada línea de colado que puede ser pelota de vinil, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con el lodo o agua al inicio del colado.



- El extremo inferior de las líneas de colado permanecerá ahogadas en el concreto cuando menos 1.5 m.
- El concreto debe ser con agregados de 19 mm como máximo y revenimiento de 18 + 2 cm.
- El colado deberá realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongada que provoquen taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

6.4.8.- JUNTAS.

Se observa un croquis de los elementos que comúnmente se emplean para moldear las juntas de los tableros del muro Milán, para lograr el machihembrado entre ellos. Son piezas generalmente metálicas que constan de un cuerpo tubular de sección rectangular, de ancho igual al muro Milán, que sirve de respaldo y rigidizador a la parte de la junta que deja una huella en el concreto del tablero. Esta parte es trapezoidal y en algunos casos tiene un pequeño canal para alojar una banda de PVC usada como sello entre tablero y tablero.

Se aclara que estas juntas se emplean en tableros alternados. Se instalan inmediatamente después de terminar la excavación y antes de que se coloque el acero de refuerzo. Su extracción debe realizarse al concluir el colado, es importante determinar el momento en

que es conveniente moverlas tomando en consideración el fraguado del concreto ya que pueden quedarse atrapadas cuando el concreto se endurece o bien provocar que el concreto fluya hacia el hueco que deja la junta cuando se le levanta si aún no tiene la resistencia adecuada.



Se recomienda obtener testigos de fraguado de cada olla que se vacíe y cuidar el tiempo en que presente su fraguado inicial. En este momento se podrá mover ligeramente la junta para despegarla, repitiendo esta operación hasta que el concreto tenga auto-soporte y sean retiradas las juntas.

6.4.9.- MACHIHEMRADO CONTRA INFILTRACIONES.

En varias zonas es factible que se presenten filtraciones entre juntas de muros; dependiendo de la aportación, se podrán “calafatear” o inyectar y se tratarán conforme se vaya excavando el núcleo y descubriendo muros.

6.5.- SISTEMA DE BOMBEO

La forma más económica de controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua es por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo profundo. El sistema recomendado es con pozos de bombeo a base de bombas con electroniveles.

El objeto del bombeo profundo es trabajar en seco y controlar las expansiones durante la excavación y en el proceso de construcción de la cimentación, es necesario abatir el nivel freático, hasta una profundidad de 8.50m en la periferia y de 9.50 m en los pozos centrales. El nivel dinámico del agua en los pozos perimetrales se mantendrá a 8.50 m de profundidad y a 9.50 m en los pozos centrales.

En caso de no efectuarse se tendrá como consecuencia complicaciones en el proceso constructivo y el excedente de bombeo trae como resultado posibles asentamientos en la periferia, por lo que será necesario cuidar este aspecto con las recomendaciones establecidas a continuación y efectuar un abatimiento con un sistema de bombeo



profundo, pues a mayor profundidad dentro del nivel freático mayor presión se genera en el fondo de la excavación.

- Será necesario implementar un sistema de bombeo mediante pozos perforados a 12 m con respecto al nivel de la banquetta. Su ubicación será en toda el área evitando se intersecte con algún elemento estructural.

- Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o broca ahuer, inyectando agua a presión como fluido de perforación no se utilizaran lodos bentoníticos.

- Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (*libre de lodo o arena*)

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm (6") de diámetro interior y sostenido por una armadura formada por 3 ángulos de $\frac{3}{4}$ por $\frac{1}{8}$. El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2.0 m superiores, y las ranuras serán de 1 mm de ancho, espaciadas 10 cm entre sí.

-

- El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, bien graduada (confitillo) de tamaño máximo que ocupe el área que se tengas entre la pared de la perforación y el ademe; para evitar que el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de 300 g/m² alrededor del ademe.

Dentro del ademe se instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 4 kg/cm² o bombas sumergibles eléctricas de $\frac{1}{2}$ caballo; el nivel de succión de las mismas estará a 12 m de profundidad para los pozos interiores y en los de la periferia a 11 m, medidos con respecto a la superficie del terreno. El detalle de los pozos de bombeo profundo, se muestra en la figura 34.

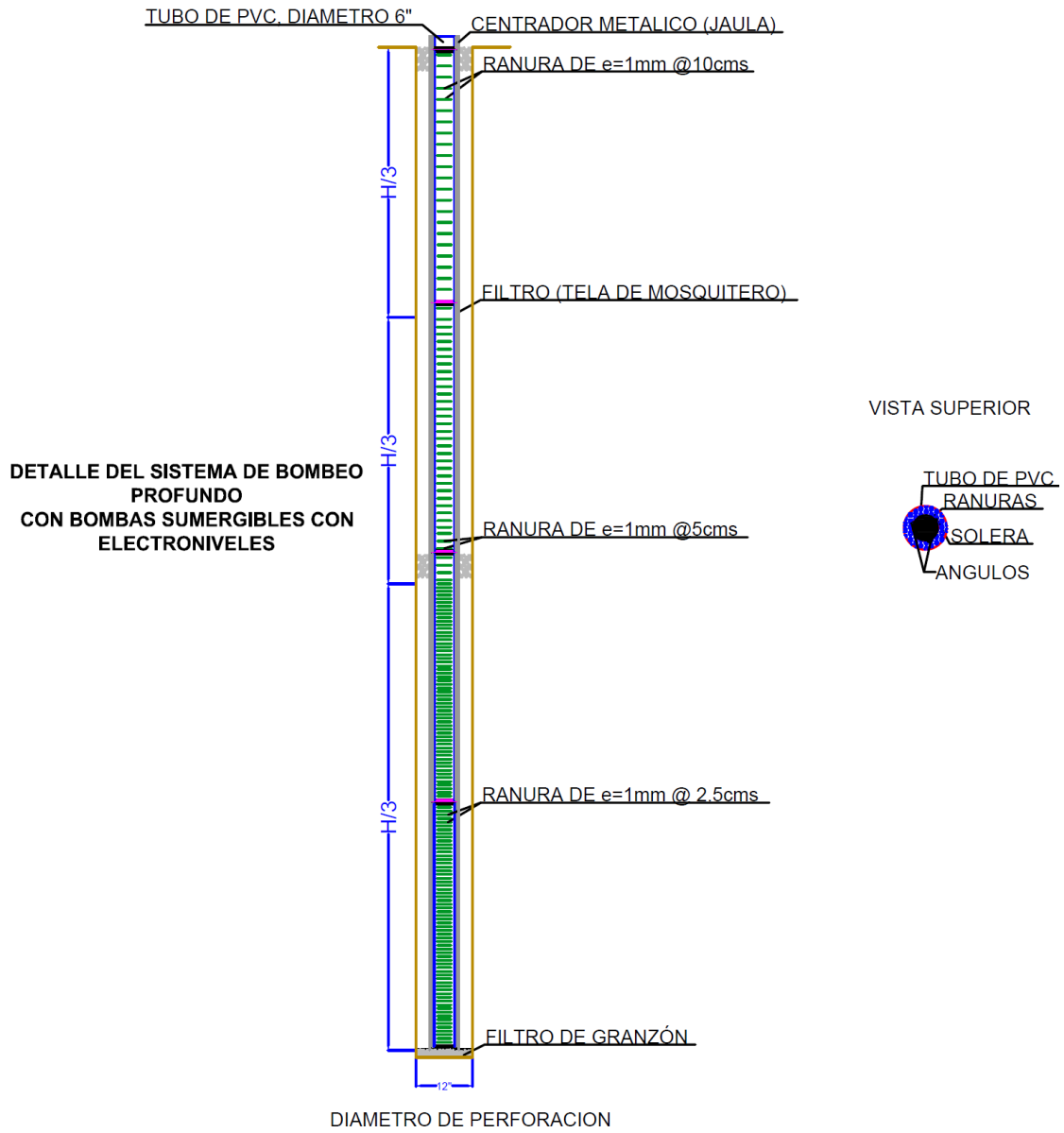


FIGURA 34.- SISTEMA DE BOMBEO

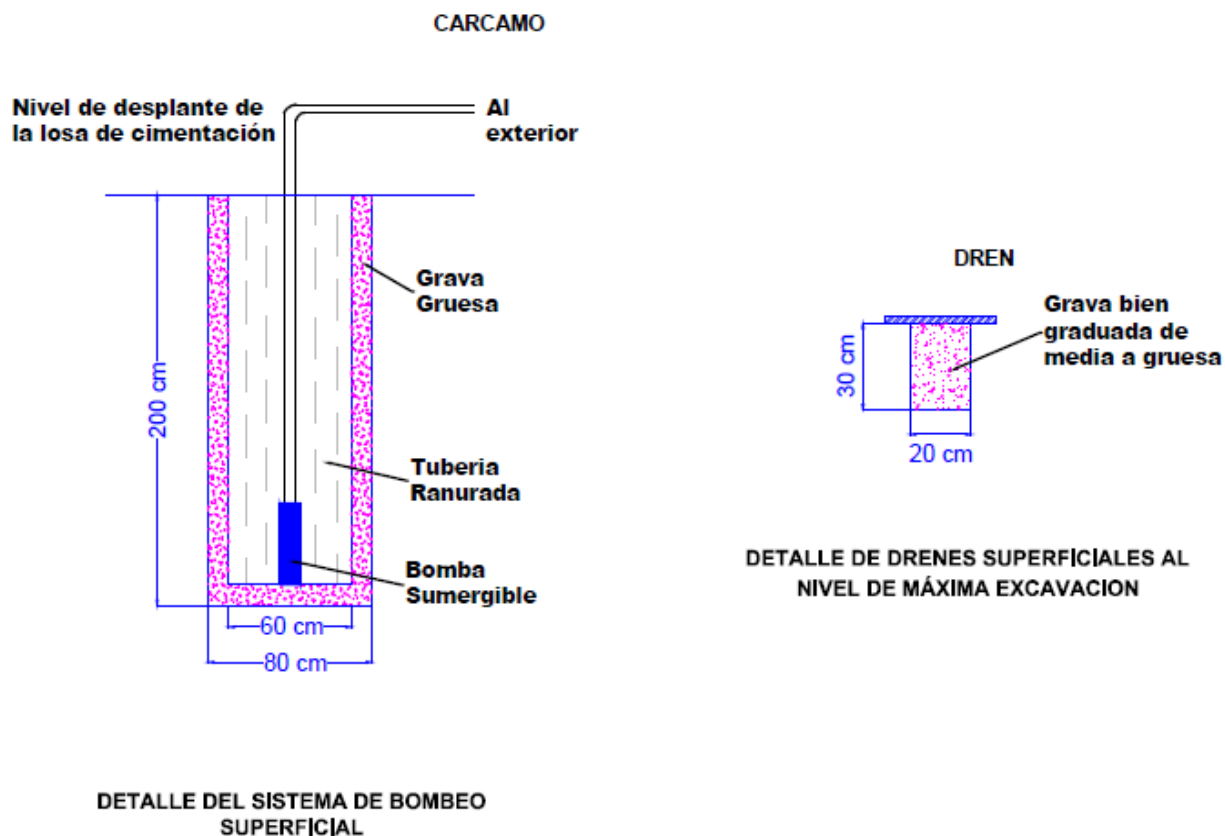


FIGURA 35.- SISTEMA DE BOMBEO

- Se estima un total de 20 pozos por etapa de excavación propuesta, con la posibilidad de que esta se reduzcan, de acuerdo al comportamiento de la excavación y de las etapas de excavación.
- Estos pozos se irán recortando conforme se efectuó el avance de la excavación.
- Los electroniveles se manejarán en la zona lateral a -8.50 m y en la central a -9.50 m. Dado que dependiendo de la época en que se realicen los trabajos de excavación y ante la presencia de época de lluvias podría requerirse un sistema de bombeo de achique complementario, además del sistema de bombeo profundo para abatir el nivel freático, dado que la excavación estará por debajo del mismo.

Dependiendo del comportamiento del nivel freático en fondo de la excavación de ser necesario se empleará un sistema de bombeo de achique, especificado en la figura 35, constituido por cárcamos de bombeo y bombas autocebantes colocados en sitios estratégicos para cada etapa de la excavación, por lo que la distribución de estas bombas se realizará de tal manera que se cubra toda el área de la excavación para que el abatimiento del nivel de agua freática sea uniforme.

Se podrá emplear un tambo metálico de 200 lts el cual deberá estar ranurado a cada 15cm en todo su perímetro hasta la mitad, para que pueda llenarse con el agua recaudada. Este tambo deberá estar forrado con malla mosquitero de tipo plástica para minimizar que se azolve y el flujo pueda ser bombeado sin ningún problema, deberá tener mayor número de ranuras donde se conecte con los drenes o veneros que se requieran.

El dren o venero es el que recorrerá la distancia con una pendiente necesaria para captar el agua de todo el terreno y reconozca hacia el cárcamo, este se compone de una excavación de 30cm con un ancho de 20cm y este relleno con grava bien graduada, para que pueda conducirse el flujo hacia el cárcamo. (Ver figura 36 y 37)

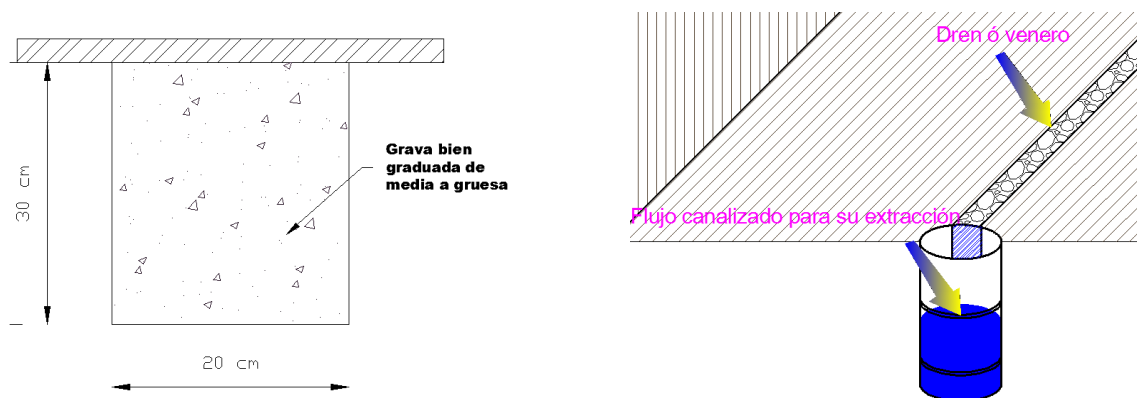
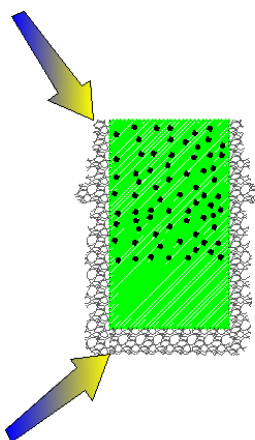


FIGURA 36.- CANALIZACIÓN DE FLUJO

Se deberá excavar a partir del nivel de máxima excavación, para poder introducir el tambo, sin embargo, se sobre excavará del orden de 15cm en todo el perímetro y también en el fondo para colocar un filtro de grava. (Ver figura 36)

FILTRO DE GRAVA PERIMETRAL



FILTRO DE GRAVA EN EL FONDO

FIGURA 37.- FILTRO DE GRAVA BIEN GRADUADA

La secuencia será excavar el área donde se ubicará el cárcamo, preparar el bote de 200 lts ranurado y forrado con la malla tipo mosquitero, Después se colocará el granzón al fondo del bote para que el agua pueda reconocer hacia el tambo, y una vez colocado el granzón en el fondo se instalara el tambo de 200lts, procediendo a confinar con el granzón todo el perímetro para dejarlo fijado.

Una vez instalado el cárcamo se comenzara a captar el flujo, por lo cual se tendrá que conectar una bomba, y se canalizara a donde indique la dirección de obra.

Finalmente se establece que deberá implementarse un sistema de instrumentación que permita monitorear el comportamiento de las colindancias y de la excavación antes, durante y después de haber terminado la excavación que alojará a la cimentación de la estructura de Interés.



6.6.- CONSTRUCCIÓN DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

La excavación para la construcción de la losa para el cajón de cimentación se realizará conforme a las siguientes recomendaciones:

- Una vez realizada la excavación hasta el nivel de máxima excavación, se procederá a colocar una capa de pedraplén de 10 cm, podrá ser tezontle o balastro con tamaño máximo de partículas de 4". La capa de pedraplén deberá quedar debidamente bandeada.
- Se procederá a colocar una plantilla de concreto de 5 cm en la superficie para evitar movimientos durante la construcción.
- Perforación e hincado de los pilotes.
- Descabece de los pilotes para unión del refuerzo con la losa de cimentación.
- Armado y colado de las contra trabes, dados y losa.

7.- INSTRUMENTACIÓN

a) *Banco de nivel flotante*

Con el fin de medir los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de la excavación, se instalará un banco de nivel flotante al centro de cada etapa. Las mediciones de éste instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo.

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante será de 1.0 m abajo del nivel máximo de excavación, para lo cual deberá efectuarse una perforación de 6" de diámetro, con una máquina que cuente con equipo para el lavado del barreno.

Realizada la perforación se introducirá un cilindro de concreto (*muerto*) de $f'c=100\text{kg/cm}^2$, de 10 cm de diámetro y 30 cm de altura; el cilindro deberá tener acoplado tramos de tubería galvanizada de 1.0 m, de 1" de diámetro, cuya longitud será la profundidad de la



instalación. Deberá asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo de la perforación, por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación.

Después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ " se tomarán lecturas una vez por semana durante el proceso de excavación y construcción del edificio. Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1.0 m, trasladándose el nivel de referencia original.

Las mediciones del banco del nivel flotante formarán parte del control topográfico de las excavaciones.

b) Referencias superficiales

Tendrá por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurran en la superficie del terreno que circundará la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien deformaciones inadmisibles.

Las referencias superficiales son puntos fijos de la superficie del terreno que se instalarán definiendo líneas de colimación paralelas al borde de la excavación, observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con el nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

Las características de las referencias superficiales antes mencionadas se describen a continuación:

7.1- TESTIGO SUPERFICIAL

Es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior: el perno es de cabeza esférica de $\frac{5}{8}$ x 4 pulgadas y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para



desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito.

7.2.- CRITERIO DE INSTALACIÓN

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción.

Las líneas de colimación serán paralelas al borde de la excavación, señalando una a cada lado de la excavación, en la colindancia con la vía pública; la separación entre testigos superficiales será de 5 m.

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación, según los procedimientos que se describen a continuación:

Testigos superficiales

- Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas.
- Se perforarán los sitios que alojarán los testigos.
- Se colocarán los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero, inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada.
- Se marcarán los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.



7.3.- PROCEDIMIENTO DE MEDICIÓN

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptima de centrado y precisión de 15 seg; las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato. Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros.

Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuarán cuando la reverberación sea mínima.

Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación.

En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con aproximadamente de + 0.5 mm.

Previo al inicio del bombeo y de la excavación, se tomarán lecturas de nivelación; durante la excavación y bombeo, la frecuencia de lecturas será de una vez por semana y si las deformaciones son menores de 1 mm/semana, la frecuencia será quincenal.

c) Mediciones de plomos

Dadas las características en la colindancia sur donde se tienen construcciones de un nivel, y hacia la colindancia oriente se tienen estructuras de 2 y 3 niveles superiores, se recomienda efectuar mediciones de plomos, para conocer las componentes de inclinación, tanto en la dirección sur-norte, como en la oriente-poniente.

Se deberá tomar una lectura antes de iniciar el bombeo y la excavación; posteriormente, se hará una lectura mensual, hasta la suspensión del bombeo.



7.4.-EXCAVACIONES

- Las excavaciones necesarias para retirar todos los materiales de relleno de mala calidad existentes en el terreno y alojar al cajón de cimentación, deberán de realizarse del fondo del predio hacia su acceso, con el objeto de evitar su contaminación y su reblandecimiento.
- La excavación se realizará en varias etapas y de acuerdo al procedimiento constructivo propuesto.
- La excavación central se efectuará con una retroexcavadora operando desde afuera del área excavada, debiendo llevarse como máximo a 0.15 m arriba del nivel máximo de excavación, este último tramo se excavará con herramienta manual, a base de pico y pala para evitar el remoldeo del material de apoyo de la plataforma de materiales mejorados.
- Todo el material producto de la excavación será retirado a donde lo indique, la dirección de obra, por ningún motivo podrá utilizarse como material de relleno mejorado.
- Cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, se deberá afinar el fondo, lo cual implica retirar todo el material suelo producto de la excavación.
- En caso de que sea necesario y previo a la colocación del relleno controlado en las zonas de tuberías de drenaje, podrá colocarse una capa de 10 cm. de espesor de tezontle o grava que funcione como filtro y capa estabilizadora.
- Durante el proceso de excavación, se deberá cuidar los siguientes aspectos:
 - a) Cuando el material de relleno existente se encuentre en estado muy suelto, las paredes de la excavación deberán mantener el talud de reposo natural de dicho material y en caso necesario protegerlo mediante un repellado para evitar que pierdan humedad y por consiguiente su estabilidad.
 - b) En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, estas se deberán de extraer en su totalidad, y si la profundidad de dichas cimentaciones es mayor que la recomendada, las capas o zanjas se rellenarán con tepetate, compactándose al 95% de la prueba AASHTO estándar.



- c) Deberán evitarse las sobre excavaciones, lo cual se corrige llevando un control de niveles con respecto a un banco de nivel, localizado fuera del área de influencia de la obra en cuestión, estos niveles se deberán referenciar a señales (palomas) en los muros colindantes.
- d) Las filtraciones de agua de las colindancias hacia la excavación es muy frecuente, provocando saturamiento en los materiales excavados y sobre todo en el fondo (material aguachinado), en tal caso, se deberá orear la zona afectada y posteriormente colocar un material granular. El fondo de la excavación en el área afectada deberá de sobre excavarse un máximo de 20 cm, y un mínimo de 10 cm con respecto a la máxima profundidad recomendada, la sobre excavación se tratará agregando una capa combinada de grava-tepetate con un proporcionamiento del 70 y 30% respectivamente, compactándose hasta alcanzar el nivel de excavación recomendado.
- e) Terminada la excavación se revisará el fondo de las misma, cuidando que no presente material suelto producto de la excavación, que no se tengan rellenos de mala calidad a nivel de desplante y que las características de resistencia de los materiales sea la señalada, si se llegara a presentar algunos de los casos, se deberá profundizar la excavación en capas de 5 cm y solicitar la asesoría de Mecánica de Suelos.
- f) Previo a la colocación de la cimentación, deberán preverse las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como la construcción de registros y de cisternas de almacenamiento de agua.
- g) No debe permitirse por ningún motivo excavaciones posteriores a la colocación de la cimentación y sobre todo cuando ya se tengan coladas las losas de planta baja y primer nivel, las realizaciones indebidas de estas excavaciones provocan serios problemas de estabilidad del mejoramiento, que se reflejan en movimientos bruscos de la estructura y la presencia de grietas y fisuras en muros.



CONCLUSIONES

Se optó por que la cimentación del proyecto será formada por una cimentación mixta conformada por un cajón rígido de cimentación desplantado a -4.30 m de profundidad, y pilotes de fricción desplantados a 24 m de profundidad de sección 50 por 50 cm ya que son elementos de cimentación profunda que transmitirán al subsuelo las cargas provenientes de una estructura y de la misma cimentación, con el propósito de lograr la estabilidad del conjunto.

Lo anterior es tomando en cuenta que para la zona más pesada conformada por un sótano, planta baja y un nivel superior, donde el nivel de piso terminado del sótano se tendrá a -4.0 m con respecto al nivel de piso terminado de la Mega, se consideró una losa de 25 cm de espesor y 5 cm de plantilla.

La función de los pilotes serán trabajar a tensión para reducir la sobrecompensación, y la excentricidad en la zona más ligera, donde se tendrá únicamente el sótano y estacionamiento superficial, y para la zona donde se requiere un sótano, planta baja y un nivel superior que es la zona más pesada, los pilotes trabajaran por fricción dado que las condiciones estáticas no se satisfacen.

La elección del tipo de cimentación que se escogió para este caso dependió especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes. A partir de todos esos datos se calculó la capacidad portante, que junto con la homogeneidad del terreno aconsejan usar el tipo adecuado de cimentación.

A partir de un buen estudio y exploración del subsuelo se pudo analizar, calcular y proyectar diversos factores para analizar la estabilidad del cimiento y transmitir de manera correcta el peso y resistir los movimientos que se tornan, además de brindar y ofrecer la seguridad a largo plazo para que la estructura logre preservar a lo largo del tiempo y esta no colapse.



BIBLIOGRAFÍA

- Juárez Badillo E, Rico Rodríguez A.(2012) Mecánica de suelos. Tomo I(Fundamentos de la Mecánica de Suelos) ,editorial Limusa, México
- Juárez Badillo E, Rico Rodríguez A.(1967) Mecánica de suelos. Tomo II(Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos) ,Imprenta Nuevo México, México.
- Bayas S. (2004) Mecánica de suelos y cimentación: Editorial Limusa
- E. Bowles, Joseph, (1981), Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil, Editorial McGraw Hill, México.
- Galabru P. (19977), Cimentaciones y túneles, Reverte
- Roque Sánchez Ruelas, Apuntes para la cátedra de Laboratorio de Mecánica de Suelos
- Deméneghi A., (2012). Apuntes de mecánica del medio continuo. Volumen 2. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Díaz Rodríguez A., (2012). Apuntes de mecánica de suelos teórica. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Rodríguez J. F., (2001). Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Tamez E., (2001). Ingeniería de Cimentaciones: Conceptos Básicos de la Práctica. TGC Geotecnia, SA de CV.
- Erick M. H. (2013). Refuerzo de suelos mediante el uso de inclusiones de grava compactada para apoyo de cimentaciones superficiales rígidas, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería , UNAM, México.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones
- NTC, Diseño y Construcción de Cimentaciones, UNAM, No. 405, México 1977
- Braja M. Das, (2014), Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Editorial CENGAGE Learning, México.
- Braja M. Das, (2012), Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, Editorial CENGAGE Learning, México.



ANEXO

(CALCULOS, RESULTADOS Y ENSAYES DE LABORATORIO)

SM-1

Número Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recepciones (cm)	RQD (Z)	Muestreo Avance	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm				
1	0.00	0.60	8	20	5	44		TP	P/S limo arenoso color café claro P/I arcilla color negruzca
2	0.60	1.20	10	18	10	44		TP	P/S arcilla color negruzca P/I limo arenoso color gris claro
3	1.20	1.80	1	1	1	42		TP	Arcilla color negruzca
4	1.80	2.40	1	1	6	43		TP	Arcilla con arena fina clor negruzca
5	2.40	3.00	10	15	8	25		TP	Arena media poco arcillosa color gris claro
6	3.00	3.30	SHELBY A PRESION Y ROTACION			85		TSH	P/S arcilla arenosa color gris claro P/I arcilla color gris claro
7	3.90	4.50	1	1	1	36		TP	P/S arcilla color gris claro zapata P/I arcilla arenosa color gris claro
8	4.50	5.10	1	8	6	34		TP	P/S arcilla arenosa color gris claro P/m arena pumítica P/I arcilla color gris claro
9	5.10	5.70	1	1	1	33		TP	Arcilla con lente de arena fina color gris obscuro
10	5.70	6.30	1	4	3	35		TP	Arcilla color gris verdosa
11	6.30	6.90	1	3	3	13		TP	Arcilla color gris verdosa
12	6.90	7.50	1	3	2	45		TP	Arcilla color gris verdosa
13	7.50	8.10	1	4	3	50		TP	Arcilla color gris verdosa
14	8.10	9.00	SHELBY A PRESION			80		TSH	Arcilla color gris verdosa ambos lados
15	9.00	9.60	PH	PH	PH	18		TP	Arcilla color gris verdosa
16	9.60	10.20	PH	PH	PH	22		TP	Arcilla verdosa color café obscuro
17	10.20	10.80	PH	PH	1	24		TP	Arcilla verdosa
18	10.80	11.40	PH	PH	PH	60		TP	Arcilla verdosa
19	11.40	12.00	PH	PH	35	48		TP	Arcilla color café verdosa
20	12.00	12.60	PH	PH	PH	44		TP	Arcilla color café amarillenta
21	12.60	13.20	PH	PH	PH	60		TP	Arcilla color café amarillenta
22	13.20	14.10	SHELBY A PRESION Y ROTACION			80		TSH	P/S arcilla arenosa color café claro P/I arena fina color gris claro
23	14.10	14.70	PH	PH	PH	38		TP	P/S arena fina color negruzca P/I arcilla color café claro
24	14.70	15.30	PH	PH	PH	32		TP	Arcilla color café claro poco limosa
25	15.30	15.90	PH	PH	PH	41		TP	Arcilla color café rojiza
26	15.90	16.50	PH	PH	PH	33		TP	Arcilla color café rojiza
27	16.50	17.10	PH	PH	PH	86		TP	Arcilla color rojizo poco verdosa
28	17.10	17.70	PH	PH	PH	27		TP	Arcilla color rojiza a verdosa
29	17.70	18.60	SHELBY A PRESION			90		TSH	Arcilla verdosa ambos lados
30	18.60	19.20	PH	PH	PH	21		TP	Arcilla de color café claro a gris obscuro
31	19.20	19.80	PH	2	PH	40		TP	P/S arcilla color gris verdosa P/I arcilla limosa color gris claro
SM	19.80	20.40	PH	2	PH	SR		TP	Sin Recuperacion de Muestra
32	20.40	21.00	PH	PH	PH	50		TP	Arcilla varios tonos con lente de arena fina color negruzca
33	21.00	21.60	PH	PH	PH	28		TP	Arcilla varios tonos con lente de arena fina color negruzca



Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
1	0.00 0.60	28	27.80	114.50	96.90	25.47		MATERIAL DE BASE: ARCILLA LIMOSA CON POCA ARENA DE COLOR CAFÉ Y GRAVILLAS AISLADAS
2	0.60 1.20	45	34.00	118.20	79.60	84.65		MATERIAL NATURAL: ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS CON ESCASA ARENA FINA
3	1.20 1.80	52	36.90	120.00	67.10	175.17		ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS CON LENTES DE ARENA FINA
4	1.80 2.40	54	28.50	89.30	52.10	157.63		P. SUPERIOR: ARCILLA CON POCA ARENA COLOR GRIS OSCURO
4	1.80 2.40	44	34.30	63.20	54.30	44.50		P. INFERIOR: LIMO ARENOSO FINO, COLOR GRIS CLARO
5	2.40 3.00	66	28.60	97.60	56.80	144.68		LIMO POCO ARCILLOSO COLOR GRIS CLARO CON ESCASA ARENA FINA
6-1	3.10 3.30	61	35.00	120.40	85.80	68.11		ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS Y ESCASA ARENA FINA
6-2	3.30 3.50	68	27.90	110.40	77.10	67.68		ARENA FINA CON POCA ARCILLA COLOR GRIS OSCURO
6-3	3.50 3.70	38	29.20	114.90	78.70	73.13		ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS CON LENTES DE ARENA FINA
6-4	3.70 3.90	14	29.00	112.60	74.70	82.93		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON PEQUEÑAS OQUEDADES
7	3.90 4.50	8	28.20	102.70	62.30	118.48		ARENA GRUESA PUMÍTICA CON ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
8	4.50 5.10	53	29.40	98.30	61.60	113.98		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
9	5.10 5.70	43	37.40	95.60	59.80	159.82		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA FINA
10	5.70 6.30	59	29.80	95.10	61.70	104.70		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA FINA
11	6.30 6.90	30	35.30	100.20	65.70	113.49		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA FINA
12	6.90 7.50	39	27.20	105.60	66.60	98.98		ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS Y POCA ARENA FINA
13	7.50 8.10	48	29.40	102.30	69.00	84.09		ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS Y POCA ARENA FINA
14-1	8.28 8.46	1	28.30	99.10	54.50	170.23		ARCILLA COLOR GRIS CON LENTES DE ARENA FINA



Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
14-2	8.46 8.64	19	28.70	103.20	60.10	137.26		ARCILLA POCO LIMOSA COLOR GRIS CON LENTES DE ARENA FINA
14-3	8.64 8.82	23	28.90	99.30	53.00	192.12		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
14-4	8.82 9.00	62	35.20	100.70	54.80	234.18		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
15	9.00 9.60	24	28.80	83.20	48.80	172.00		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
16	9.60 10.20	49	35.20	91.20	56.20	166.67		ARCILLA COLOR CAFÉ CON MANCHAS GRIS VERDOSA
17	10.20 10.80	57	34.90	117.50	79.00	87.30		ARCILLA COLOR GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
18	10.80 11.40	11	28.50	94.10	42.10	382.35		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
19	11.40 12.00	6	28.90	95.90	42.70	385.51		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
20	12.00 12.60	50	29.20	97.10	42.30	418.32		ARCILLA COLOR CAFÉ AMARILLENTO
21	12.60 13.20	34	29.40	91.10	42.00	389.68		ARCILLA COLOR CAFÉ AMARILLENTO
22-1	13.50 13.70	69	28.30	124.10	93.80	46.26		ARENA FINA COLOR GRIS OSCURO
22-2	13.70 13.90	41	28.40	131.80	110.60	25.79		ARENA FINA COLOR GRIS OSCURO
22-3	13.90 14.10	65	34.90	129.70	113.00	21.38		ARENA FINA COLOR GRIS OSCURO
23	14.10 14.70	42	29.40	85.30	72.70	29.10		P. SUPERIOR: ARENA FINA COLOR GRIS OSCURO
23	14.10 14.70	56	28.90	88.00	44.20	286.27		P. INFERIOR: ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
24	14.70 15.30	37	35.00	95.10	50.60	285.26		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
25	15.30 15.90	51	28.00	96.00	45.30	293.06		ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZA
26	15.90 16.50	25	28.40	84.20	41.60	322.73		ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZA



Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
27	16.50 17.10	67	28.70	92.40	44.00	316.34		ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZA
28	17.10 17.70	32	35.50	100.80	55.00	234.87		ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZA
29-1	17.80 18.00	26	34.20	105.10	52.50	287.43		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
29-2	18.00 18.20	70	28.80	96.60	45.60	303.57		ARCILLA CON FÓSILES COLOR CAFÉ
29-3	18.20 18.40	16	28.00	105.50	47.80	291.41		ARCILLA CON FÓSILES COLOR CAFÉ
29-4	18.40 18.60	4	28.80	100.50	51.70	213.10		ARCILLA COLOR GRIS CON FÓSILES
30	18.60 19.20	13	29.10	80.40	44.20	239.74		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES
31	19.20 19.80	55	28.10	88.90	49.30	186.79		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES
32	20.40 21.00	31	30.70	101.70	62.90	120.50		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA FINA
33	21.00 21.60	64	29.80	88.50	50.00	190.59		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA FINA
34	21.60 22.20	3	34.30	97.60	58.40	162.66		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA FINA
35	22.20 22.80	46	26.90	86.90	47.20	195.57		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON LENTES DE ARENA FINA
36-1	22.90 23.10	137	15.20	87.90	32.90	310.73		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
36-2	23.10 23.30	192	14.90	72.80	29.80	288.59		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
36-3	23.30 23.50	78	14.40	74.10	29.60	292.76		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
36-4	23.50 23.70	196	15.70	81.10	29.60	370.50		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
37	23.70 24.30	5	28.90	100.50	46.60	304.52		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
38	24.30 24.90	29	28.60	94.90	45.30	297.01		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA



Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
39	24.90 25.50	17	26.80	93.60	50.10	186.70		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
40	25.50 26.10	9	28.90	89.80	42.10	361.36		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
41	26.10 26.70	21	28.70	96.30	42.00	408.27		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA

PORCENTAJE DE FINOS POR LAVADO							
PROCEDENCIA:MEGA ROJO GOMEZ							
SONDEO: SM-2							
Muestra	Profundidad	Ws.+tara	Ws. lavado	W. tara	W total del	W finos	% finos
Muestra	m.	gr.	+ tara	gr.	material		
SM-1							
6-2	4.92-5.120	72.50	16.10	15.80	56.70	56.40	99.47
11-UMICA	8.77-9.00	73.30	16.90	15.60	57.70	56.40	97.75
20-3	14.90-15.10	31.00	15.60	15.30	15.70	15.40	98.09
26-1	18.40-18.60	34.00	15.80	15.50	18.50	18.20	98.38
34-2	23.90-24.10	28.80	15.40	15.20	13.60	13.40	98.53

SM-2

Número Muestra	Profundidad		Mm. Di. Golpear				Recuperación (cm)	RQD (%)	Muestra Avance	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(%)				
1	0.00	0.60	5	16	9	53		TP	Arena limosa con gravillas color café claro (Material de relleno)	
SM	0.60	1.20	3	6	3	SR		TP	Sin Recuperación de Muestra	
SM	1.20	1.80	PH	PH	PH	SR		TP	Sin Recuperación de Muestra	
2	1.80	2.40	1	2	12	46		TP	P/S arena fina color negruzca P/I arcilla color café obscuro	
3	2.40	3.00	3	4	7	60		TP	P/S arena media color café claro P/I arcilla color café obscuro	
4	3.00	3.60	3	4	7	10		TP	P/S limo arenoso color gris claro P/I arcilla color café obscuro	
5	3.60	4.20	3	4	6	47		TP	Arena media arcillosa color gris claro	
6	4.20	5.10	SHELBY	A	PREISION	44		TSH	P/S limo arenoso color café claro P/I arcilla limosa color gris claro	
7	5.10	5.70	1	1	3	50		TP	P/S arcilla color gris claro P/IM arena fina P/I arena pumítica color gris claro	
8	5.70	6.30	3	6	6	42		TP	P/S arcilla color gris claro P/I arena pumítica color gris claro	
9	6.30	6.90	2	5	2	50		TP	Arcilla color gris verdosa	
10	6.90	7.50	3	5	3	52		TP	Arcilla color café obscuro	
SM	7.50	8.10	3	3	3	SR		TP	Sin Recuperación de Muestra	
11	8.10	9.00	SHELBY	A	PREISION	25		TSH	Arcilla color gris verdosa ambos lados	
12	9.00	9.60	PH	PH	PH	55		TP	Arcilla varios tonos con lente de arena fina color gris claro	
13	9.60	10.20	PH	PH	PH	26		TP	Arcilla con varios tonos	
14	10.20	10.80	PH	PH	PH	38		TP	Arcilla con varios tonos	
SM	10.80	11.40	PH	PH	PH	SR		TP	Sin Recuperación de Muestra	
15	11.40	12.00	PH	PH	PH	31		TP	Arcilla con varios tonos	
16	12.00	12.60	PH	PH	PH	50		TP	Arcilla de color café a verdosa	
17	12.60	13.20	PH	PH	PH	42		TP	Arcilla color café verdosa	
18	13.20	13.80	PH	PH	PH	30		TP	Arcilla color café verdosa	
19	13.80	14.40	PH	PH	PH	27		TP	Arcilla color café verdosa	
20	14.40	15.30	SHELBY	A	PREISION	85		TSH	P/S arcilla color café obscuro P/I arena fina color negruzca	
21	15.30	15.90	PH	PH	PH	40		TP	Arcilla color café claro con un lente de arena fina negruzca	
22	15.90	16.50	PH	PH	PH	38		TP	Arcilla con varios tonos	
23	16.50	17.10	PH	PH	PH	45		TP	Arcilla con varios tonos	
24	17.10	17.70	PH	PH	PH	40		TP	Arcilla con varios tonos	
25	17.70	18.30	PH	PH	PH	47		TP	Arcilla con varios tonos	
26	18.30	19.20	SHELBY	A	PREISION	90		TSH	Arcilla color gris verdosa ambos lados	
27	19.20	19.80	PH	PH	PH	60		TP	Arcilla con varios tonos	
28	19.80	20.40	PH	PH	PH	51		TP	Arcilla con varios tonos	
29	20.40	21.00	PH	PH	PH	35		TP	P/S arcilla con varios tonos P/I ceniza volcanica color blanquizco	



Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación (cm)	RQD (%)	Muestreo Avance	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm				
30	21.00	21.60	PH	PH	PH	60		TP	Arcilla con varios tonos
31	21.60	22.20	PH	PH	PH	43		TP	Arcilla con varios tonos
32	22.20	22.80	PH	PH	PH	60		TP	Arcilla con varios tonos
33	22.80	23.40	PH	PH	PH	60		TP	Arcilla con varios tonos
34	23.40	24.30	SHELBY	A	PRESION	70		TSH	Arcilla con varios tonos ambos lados
35	24.30	24.90	PH	PH	PH	60		TP	Arcilla color gris verdosa
36	24.90	25.50	PH	PH	PH	7		TP	Arcilla color gris verdosa
FIN DEL UNDEO A LOS 5.50 MTS									



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN**



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA							
OBRA:		MEGA ROJO GÓMEZ			HOJA:		1-3,
SONDEO:		SM-2			FECHA:		08-mar-17
uestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ³
1	0.00 0.60	2	28.70	####	111.00	<i>21.02</i>	
2	1.80 2.40	11	28.50	####	61.30	<i>142.38</i>	
3	2.40 3.00	30	35.30	####	72.30	<i>88.65</i>	
3	2.40 3.00	49	35.20	####	70.40	<i>85.23</i>	
4	3.00 3.60	63	35.80	90.00	63.20	<i>97.81</i>	
5	3.60 4.20	10	29.90	####	85.10	<i>72.28</i>	
6-1	4.74 4.92	155	15.50	####	66.20	<i>90.73</i>	
6-2	4.92 5.10	195	15.80	####	72.50	<i>81.83</i>	
7	5.10 5.70	65	34.90	111.10	71.40	<i>108.77</i>	
8	5.70 6.30	31	30.70	####	60.40	<i>138.05</i>	
9	6.30 6.90	57	34.90	####	67.70	<i>105.79</i>	
10	6.90 7.50	29	28.60	99.30	61.80	<i>112.95</i>	
11-1	8.77 9.00	72	15.60	####	73.30	<i>83.19</i>	
12	9.00 9.60	36	28.10	80.40	46.00	<i>192.18</i>	
13	9.60 10.20	47	36.60	92.90	59.90	<i>141.63</i>	
14	10.20 10.80	7	35.40	####	61.40	<i>155.00</i>	
15	11.40 12.00	12	29.20	97.50	57.80	<i>138.81</i>	
16	12.00 12.60	33	28.40	85.90	40.60	<i>371.31</i>	



Muestra	Profundidad	Tara	Tara	W _{H+T}	W _{S+T}	w	TUHL	CLASIFICACION
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
17	12.60 13.20	40	28.40	94.50	42.50	368.79		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES
18	13.20 13.80	194	15.60	74.70	28.50	358.14		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES
19	13.80 14.40	110	15.60	62.50	26.20	342.45		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES
20-1	14.50 14.70	107	15.70	161.50	131.70	25.69		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES
20-2	14.70 14.90	181	16.00	135.90	109.80	27.83		ARENA FINA COLOR GRIS OSCURO
20-3	14.90 15.10	180	15.30	99.90	31.00	438.85		ARENA FINA COLOR GRIS OSCURO
20-4	15.10 15.30	112	15.80	87.60	32.20	337.80		ARCILLA COLOR CAFÉ
21	15.30 15.90	166	15.40	85.30	34.90	258.46		ARCILLA COLOR CAFÉ GRISÁCEO
22	15.90 16.50	113	15.20	72.90	30.50	277.12		ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZO CON LENTES DE ARENA FINA
23	16.50 17.10	176	14.70	73.90	28.80	319.86		ARCILLA CON FÓSILES COLOR GRIS VERDOSA
24	17.10 17.70	187	15.90	77.80	28.60	387.40		ARCILLA COLOR CAFÉ CON FÓSILES
25	17.70 18.30	162	14.00	87.80	30.40	350.00		ARCILLA COLOR CAFÉ CON FÓSILES
26-1	18.40 18.60	93	15.50	101.20	34.00	363.24		ARCILLA COLOR CAFÉ CON FÓSILES
26-2	18.60 18.80	89	15.00	89.50	36.90	240.18		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
26-3	18.80 19.00	92	15.60	94.90	36.70	275.83		ARCILLA COLOR CAFÉ CON LENTES DE ARENA FINA
26-4	19.00 19.20	109	15.40	98.20	37.80	269.64		ARCILLA COLOR CAFÉ CON LENTES DE ARENA FINA
27	19.20 19.80	90	15.30	79.80	34.90	229.08		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES
28	19.80 20.40	74	14.90	88.20	39.90	193.20		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA CON FÓSILES



Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
N°	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm ²	
29	20.40 21.00	103	15.40	86.50	41.40	173.46		ARCILLA COLOR CAFÉ GRISÁCEO CON FÓSILES
30	21.00 21.60	185	15.40	80.50	36.80	204.21		ARCILLA COLOR GRIS CON POCA ARENA FINA
31	21.60 22.20	111	15.40	80.40	36.70	205.16		ARCILLA COLOR GRIS CON POCA ARENA FINA
32	22.20 22.80	141	15.30	94.20	39.80	222.04		ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZO CON LENTES DE ARENA FINA
33	22.80 23.40	118	15.20	88.20	34.70	274.36		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSO CON FÓSILES Y MANCHAS CAFÉ ROJIZO
34-1	23.70 23.90	123	16.10	95.00	30.20	453.57		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
34-2	23.90 24.10	87	15.20	87.50	28.80	431.62		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
34-3	24.10 24.30	127	15.90	92.40	30.90	410.00		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA
35	24.30 24.90	197	14.50	90.00	28.90	424.31		ARCILLA COLOR GRIS VERDOSA

SM-3

Número Muestra	Profundidad		No. De Golpes				Recuperación		RBD (%)	Muestro Avance	Descripción
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)				
1	0.00	0.60	8	16	12	39			TP	Material de relleno color café claro	
SR	0.60	1.20	12	23	2	SR			TP	Sin Recuperación de Muestra	
2	1.20	1.80	2	4	2	20			TP	Limo arcilloso color café obscuro	
3	1.80	2.40	2	5	2	16			TP	Limo arcilloso color café obscuro	
4	2.40	3.00	PH	4	2	57			TP	P/S arcilla color café claro P/I arena fina color negruzca	
5	3.00	3.60	10	10	14	45			TP	Arena de fina a media color café claro	
6	3.60	4.20	2	5	3	46			TP	Arcilla color gris verdosa	
7	4.20	4.80	3	8	5	10			TP	Gravas empacadas en arcilla color verdosa	
8	4.80	5.40	2	10	5	20			TP	P/S arcilla color verdosa P/I arena pumítica color blanquiza	
9	5.40	6.30	SHELBY	A	PRESION	55			TSH	P/S arena pumítica color blanquiza P/I arcilla color verdosa	
10	6.30	6.90	2	5	3	47			TP	Arcilla varios tonos	
11	6.90	7.50	4	4	2	25			TP	P/S arcilla color gris obscuro P/I arena fina color negruzca	
SR	7.50	8.10	1	1	1	SR			TP	Sin Recuperación de Muestra	
12	8.10	8.70	2	7	3	60			TP	Arcilla color gris obscuro	
13	8.70	9.30	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla color gris verdoso	
14	9.30	9.90	PH	PH	1	36			TP	Arcilla con varios tonos	
SR	9.90	10.50	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperación de Muestra	
15	10.50	11.40	SHELBY	A	PRESION	65			TSH	P/S arcilla color gris verdosa P/I arcilla color café verdoso	
16	11.40	12.00	PH	PH	PH	60			TP	P/S arcilla color café verdoso P/I arcilla color verdosa	
17	12.00	12.60	PH	PH	PH	60			TP	P/S arcilla color café verdoso P/I arcilla color verdosa	
18	12.60	13.20	PH	PH	PH	32			TP	Arcilla color gris claro	
19	13.20	13.80	PH	PH	PH	35			TP	Arcilla color café claro	
20	13.80	14.40	PH	20	30	46			TP	P/S arcilla color café P/I arena limosa color café obscuro	
21	14.40	15.00	28	30	10	32			TP	Arena limosa color café obscuro	
22	15.00	15.60	PH	PH	PH	53			TP	Arcilla color café claro	
23	15.60	16.50	SHELBY	A	PRESION	53			TSH	Arcilla color gris verdoso ambos lados	
24	16.50	17.10	PH	PH	PH	47			TP	Arcilla color café verdoso	
25	17.10	17.70	PH	PH	PH	47			TP	Arcilla color café verdoso	
26	17.70	18.30	PH	PH	PH	40			TP	Arcilla color café verdoso	
27	18.30	18.90	PH	PH	PH	43			TP	Arcilla con varios tonos	
28	18.90	19.50	PH	PH	PH	45			TP	Arcilla con varios tonos	
29	19.50	20.10	PH	PH	PH	55			TP	Arcilla con varios tonos	
30	20.10	20.70	PH	3	1	30			TP	Arcilla con varios tonos	
31	20.70	21.60	SHELBY	A	PRESION	77			TSH	Arcilla color vaerdosa ambos lados	

SM-4

Muestra	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	Descripción
1	0.00	0.60	20	25	20	32			TP	Material de relleno
2	0.60	1.20	10	20	7	42			TP	Arcilla poco limosa color café obscuro
3	1.20	1.80	2	4	4	5			TP	Arcilla de alta plasticidad color gris claro
SM	1.80	2.40	4	5	3	SR			TP	Sin Recuperacion de muestra
4	2.40	3.00	PH	PH	PH	16			TP	Arcilla de alta plasticidad color café obscuro
5	3.00	3.60	1	1	2	32			TP	Arcilla varios tonos
6	3.60	4.20	1	4	2	50			TP	P/S Arcilla poco limosa P/I Arcilla con arena fina
7	4.20	4.80	2	7	2	23			TP	Arcilla con arena fina color verdosa
8	4.80	5.40	2	2	2	25			TP	Arcilla con arena fina color verdosa
9	5.40	6.00	3	4	2	21			TP	P/I Arcilla con arena fina P/S arena pumitica color gris
10	6.00	6.60	1	1	1	55			TP	Arcilla con arena pumitica color verdosa
11	6.60	7.50	SHELBY	A	PREISION	60			TSH	Arcilla poco limosa color verdosa ambos lados
12	7.50	8.10	1	1	1	47			TP	Arcilla poco limosa color gris obscuro
13	8.10	8.70	4	3	3	38			TP	Arcilla poco limosa color gris obscuro
14	8.70	9.30	PH	PH	PH	38			TP	Arcilla varios tonos
15	9.30	9.90	PH	PH	PH	44			TP	Arcilla varios tonos
16	9.90	10.50	1	1	PH	32			TP	Arcilla varios tonos
17	10.50	11.10	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla varios tonos con un lente de arena
SM	11.10	11.70	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de muestra
18	11.70	12.60	SHELBY	A	PREISION	90			TSH	Arcilla color verdosa
19	12.60	13.20	PH	PH	2	60			TP	Arcilla varios tonos
20	13.20	13.80	PH	PH	2	60			TP	Arcilla varios tonos
21	13.80	14.40	PH	PH	PH	35			TP	P/S Arcilla color café verdosa P/I Arena fina color negrusca
22	14.40	14.55	50/H5			14			TP	Arena fina color negrusca
	14.55	15.00		AVANCE					BT	Avance con Erosca Triconica
SM	15.00	15.60	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de muestra
23	15.60	16.20	PH	PH	PH	43			TP	Arcilla color café verdosa
24	16.20	17.00	SHELBY	A	PREISION	80			TSH	Arcilla color café verdosa ambos lados
SM	17.00	17.60	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de muestra
25	17.60	18.20	PH	PH	PH	46			TP	Arcilla varios tonos
26	18.20	18.80	PH	PH	PH	36			TP	Arcilla varios tonos
27	18.80	19.40	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla varios tonos
SM	19.40	20.00	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de muestra
28	20.00	20.60	PH	2	PH	52			TP	Arcilla varios tonos

Muestra	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	Descripción	
29	20.60	21.20	PH	PH	PH	44			TP	Arcilla color varios tonos	
30	21.20	21.80	PH	PH	PH	30			TP	Arcilla color verdosa	
31	21.80	22.40	PH	PH	PH	25			TP	Arcilla color varios tonos	
32	22.40	23.00	PH	PH	PH	44			TP	Arcilla color varios tonos	
33	23.00	23.60	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla color verdosa	
34	23.60	24.20	PH	PH	PH	50			TP	Arcilla color verdosa	
35	24.20	24.80	PH	PH	PH	40			TP	Arcilla color verdosa	
36	24.80	25.40	PH	PH	PH	36			TP	Arcilla color verdosa	
37	25.40	26.20	SHELBY	A	PREISION	50			TSH	P/S Arcilla color café obscuro P/I Arcilla color verdosa	
38	26.20	26.80	PH	PH	PH	18			TP	Arcilla color verdosa	
39	26.80	27.40	PH	PH	PH	15			TP	Arcilla color verdosa	
SM	27.40	28.00	PH	PH	PH	SR			TP	Sin Recuperacion de Muestra	
40	28.00	28.60	PH	PH	PH	30			TP	Arcilla color café rojiza	
41	28.60	29.20	PH	PH	PH	22			TP	Arcilla color café rojiza	
42	29.20	29.80	PH	PH	PH	17			TP	Arcilla color café rojiza	
43	29.80	30.40	PH	PH	PH	44			TP	Arcilla color varios tonos	
44	30.40	31.00	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla color varios tonos	
45	31.00	31.60	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla color varios tonos	
46	31.60	32.20	PH	PH	PH	50			TP	Arcilla color varios tonos	
47	32.20	32.80	PH	PH	PH	42			TP	Arcilla color varios tonos	
48	32.80	33.40	PH	PH	PH	40			TP	Arcilla color varios tonos	
SM	33.40	34.20	SHELBY	A	PREISION	SR			TSH	Sin Recuperacion de Muestra	
49	34.20	34.80	PH	PH	PH	55			TP	Arcilla color varios tonos	
50	34.80	35.40	PH	PH	PH	40			TP	Arcilla color varios tonos	
			FIN DE SONDEO A S 35.40 MTS.								



PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO **MEGA ROJO**
: **GÓMEZ**

SONDEO: **PCA-1**

MUESTRA: **MC**

PROFUND.: **1.60-1.90m.**

FECHA: **15/03/2017**

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Limo arenoso color café.

CONSTANTE DEL ANILLO: **0.302** kg/unidad

PRESION: **0.25** ^{kg/cm²} micrometro: **0.010** mm/unidad

ds=	4.17	cm	Wo=	172.50	gr
dm=	4.17	cm	Wt=	66.30	gr
di=	4.16	cm	Wt+sh=	238.80	gr
d prom.=	4.17	cm	Wt+ss=	170.40	gr
h1=	9.00	cm	Ss=	2.61	
h2=	9.00	cm	W(%)=	65.71	
h prom.=	9.00	cm	pvhi=	1.405	ton/m ³
Ao=	13.646	cm ²	pvhf=	1.405	ton/m ³
Vo=	122.817	cm ³	pvs=	0.848	ton/m ³
ei=	2.079		Gi=	82.48	(%)
ef=	2.079		Wi=	65.71	(%)
si=	82.48	(%)	Wf=	65.71	(%)
sf=	82.48	(%)			

lectura del	anillo	f	Def. unitaria	Ac	Esfuerzo
micrómetro de deformación	mm	Kg	%	cm ²	Kg/cm ²
0	0.00	0.0000	0.0000	13.6463	0.0000
10	1.70	0.5134	0.1111	13.6615	0.0376
20	2.60	0.7852	0.2222	13.6767	0.0574
30	3.30	0.9966	0.3333	13.6919	0.0728
40	4.10	1.2382	0.4444	13.7072	0.0903
50	5.00	1.5100	0.5556	13.7225	0.1100
60	5.90	1.7818	0.6667	13.7379	0.1297
80	7.60	2.2952	0.8889	13.7687	0.1667



100	9.10	2.7482	1.1111	13.7996	0.1992
120	10.80	3.2616	1.3333	13.8307	0.2358
140	12.10	3.6542	1.5556	13.8619	0.2636
160	13.80	4.1676	1.7778	13.8933	0.3000
180	14.90	4.4998	2.0000	13.9248	0.3232
200	16.10	4.8622	2.2222	13.9564	0.3484
220	17.20	5.1944	2.4444	13.9882	0.3713
240	18.10	5.4662	2.6667	14.0202	0.3899
260	19.20	5.7984	2.8889	14.0522	0.4126
280	20.10	6.0702	3.1111	14.0845	0.4310
300	20.80	6.2816	3.3333	14.1169	0.4450
320	20.30	6.1306	3.5556	14.1494	0.4333
340	18.70	5.6474	3.7778	14.1821	0.3982
360	17.20	5.1944	4.0000	14.2149	0.3654

0.4450

RESUMEN

ENSAYO	PRESION CONFINANTE	ESFUERZO A LA FALLA	$(s_1-s_3)/2$ RADIO	ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	kg/cm ²
1	0.25	0.44	0.22	0.695
2	0.50	0.49	0.25	0.990
3	1.00	0.55	0.28	1.551



PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: **MEGA ROJO GÓMEZ**

SONDEO: **PCA-1**

MUESTRA: **MC-1**

PROFUND.: **1.30-1.50m.**

FECHA: **15/03/2017**

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla
poco limosa, color café, con muy poca
arena fina

CONSTANTE
DEL ANILLO: **0.302** kg/unidad

PRESION: **0.25 kg/cm²** micrometro: **0.010** mm/unidad

ds=	4.21	cm	Wo=	162.00	gr
dm=	4.21	cm	Wt=	72.50	gr
di=	4.20	cm	Wt+sh=	234.50	gr
d prom.=	4.21	cm	Wt+ss=	165.90	gr
h1=	9.00	cm	Ss=	2.57	
h2=	9.00	cm	W(%)=	73.45	
h prom.=	9.00	cm	pvhi=	1.294	ton/m ³
Ao=	13.909	cm ²	pvhf=	1.294	ton/m ³
Vo=	125.185	cm ³	pvs=	0.746	ton/m ³
ei=	2.445		Gi=	77.22	(%)
ef=	2.445		Wi=	73.45	(%)
si=	77.22	(%)	Wf=	73.45	(%)
sf=	77.22	(%)			
lectura del	anillo	f	Def. unitaria	Ac	Esfuerzo
micrómetro de deformación	mm	Kg	%	cm ²	Kg/cm ²
0	0.00	0.0000	0.0000	13.9095	0.0000
10	0.90	0.2718	0.1111	13.9249	0.0195
20	2.00	0.6040	0.2222	13.9404	0.0433
30	2.80	0.8456	0.3333	13.9560	0.0606
40	3.60	1.0872	0.4444	13.9716	0.0778
50	4.70	1.4194	0.5556	13.9872	0.1015
60	5.80	1.7516	0.6667	14.0028	0.1251
80	7.40	2.2348	0.8889	14.0342	0.1592
100	9.10	2.7482	1.1111	14.0657	0.1954
120	10.90	3.2918	1.3333	14.0974	0.2335
140	12.20	3.6844	1.5556	14.1292	0.2608
160	13.70	4.1374	1.7778	14.1612	0.2922



180	14.90	4.4998	2.0000	14.1933	0.3170
200	16.10	4.8622	2.2222	14.2256	0.3418
220	16.90	5.1038	2.4444	14.2580	0.3580
240	17.20	5.1944	2.6667	14.2905	0.3635
260	16.40	4.9528	2.8889	14.3232	0.3458
280	15.10	4.5602	3.1111	14.3561	0.3176
300	14.90	4.4998	3.3333	14.3891	0.3127

0.3635

RESUMEN

ENSAYO	PRESION CONFINANTE	ESFUERZO A LA FALLA	$(s_1-s_3)/2$ RADIO	ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	kg/cm ²
1	0.25	0.36	0.18	0.613
2	0.50	0.45	0.22	0.950
3	1.00	0.47	0.24	1.474



PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO **MEGA ROJO**
: **GÓMEZ**

SONDEO: **SM-2**

MUESTRA: **6-2**

PROFUND.: **4.92-5.10m.**

FECHA: **15/03/2017**

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:
Arcilla color café, con poca arena
fina.

CONSTANTE
DEL ANILLO: **0.302** kg/unidad

PRESION: **0.25 kg/cm²** micrometro: **0.010** mm/unidad

ds=	4.28	cm	Wo=	166.90	gr
dm=	4.27	cm	Wt=	72.40	gr
di=	4.28	cm	Wt+sh=	239.30	gr
d prom.=	4.27	cm	Wt+ss=	170.70	gr
h1=	9.00	cm	Ss=	2.49	
h2=	9.00	cm	W(%)=	69.79	
h prom.=	9.00	cm	pvhi=	1.293	ton/m ³
Ao=	14.342	cm ²	pvhf=	1.293	ton/m ³
Vo=	129.082	cm ³	pvs=	0.762	ton/m ³
ei=	2.270		Gi=	76.56	(%)
ef=	2.270		Wi=	69.79	(%)
si=	76.56	(%)	Wf=	69.79	(%)
sf=	76.56	(%)			
lectura del	anillo	f	Def. unitaria	Ac	Esfuerz o
micrómetro de deformación	mm	Kg	%	cm ²	Kg/cm ²
0	0.00	0.0000	0.0000	14.3425	0.0000
10	1.50	0.4530	0.1111	14.3584	0.0315
20	3.10	0.9362	0.2222	14.3744	0.0651
30	4.50	1.3590	0.3333	14.3904	0.0944
40	6.00	1.8120	0.4444	14.4065	0.1258
50	8.20	2.4764	0.5556	14.4226	0.1717
60	10.40	3.1408	0.6667	14.4387	0.2175
80	12.50	3.7750	0.8889	14.4711	0.2609
100	15.00	4.5300	1.1111	14.5036	0.3123
120	17.50	5.2850	1.3333	14.5363	0.3636
140	20.30	6.1306	1.5556	14.5691	0.4208



160	22.40	6.7648	1.7778	14.6020	0.4633
180	21.50	6.4930	2.0000	14.6352	0.4437
200	19.30	5.8286	2.2222	14.6684	0.3974
220	16.00	4.8320	2.4444	14.7018	0.3287
240	14.50	4.3790	2.6667	14.7354	0.2972
					0.4633

RESUMEN

ENSAYO	PRESION CONFINANTE	ESFUERZO A LA FALLA	$(s_1-s_3)/2$ RADIO	ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	kg/cm ²
1	0.25	0.46	0.23	0.713
2	0.50	0.62	0.31	1.124
3	1.00	0.79	0.39	1.786



PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MEGA ROJO GÓMEZ

SONDEO: SM-2

PROFUND.: 8.77-9.00m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla
poco limosa, café obscuro, con muy poca
arena

MUESTRA

: 11

FECHA: 15/03/2017

fina.

CONSTANT

E DEL

ANILLO:

0.302 kg/unidad

PRESION:

0.25 kg/cm²

micrometro:

0.010 mm/unidad

ds=	4.26	cm	Wo=	171.30	gr
dm=	4.27	cm	Wt=	69.20	gr
di=	4.27	cm	Wt+sh=	240.50	gr
d prom.=	4.27	cm	Wt+ss=	166.60	gr
h1=	9.00	cm	Ss=	2.54	
h2=	9.00	cm	W(%)=	75.87	
h prom.=	9.00	cm	pvhi=	1.330	ton/m ³
Ao=	14.309	cm ²	pvhf=	1.330	ton/m ³
Vo=	128.780	cm ³	pvs=	0.756	ton/m ³
ei=	2.358		Gi=	81.72	(%)
ef=	2.358		Wi=	75.87	(%)
si=	81.72	(%)	Wf=	75.87	(%)
sf=	81.72	(%)			
lectura del	anillo	f	Def. unitaria	Ac	Esfuerz o
micrómetro de deformación	mm	Kg	%	cm ²	Kg/cm ²
0	0.00	0.0000	0.0000	14.3089	0.0000
10	1.90	0.5738	0.1111	14.3248	0.0401
20	3.30	0.9966	0.2222	14.3408	0.0695
30	4.80	1.4496	0.3333	14.3568	0.1010
40	6.00	1.8120	0.4444	14.3728	0.1261
50	7.80	2.3556	0.5556	14.3888	0.1637
60	9.10	2.7482	0.6667	14.4049	0.1908
80	12.20	3.6844	0.8889	14.4372	0.2552
100	14.90	4.4998	1.1111	14.4697	0.3110



120	17.30	5.2246	1.3333	14.5023	0.3603
140	19.10	5.7682	1.5556	14.5350	0.3968
160	20.30	6.1306	1.7778	14.5679	0.4208
180	20.70	6.2514	2.0000	14.6009	0.4282
200	19.60	5.9192	2.2222	14.6341	0.4045
220	18.10	5.4662	2.4444	14.6674	0.3727
240	16.70	5.0434	2.6667	14.7009	0.3431
					0.4282

RESUMEN

ENSAYO	PRESION CONFINANTE	ESFUERZO A LA FALLA	$(s_1-s_3)/2$ RADIO	ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	kg/cm ²
1	0.25	0.43	0.21	0.678
2	0.50	0.55	0.28	1.054
3	1.00	0.87	0.43	1.867

VALOR RELATIVO DE SOPORTE

